

UNIVERSIDAD MAYOR, REAL Y PONTIFICIA DE SAN FRANCISCO XAVIER DE CHUQUISACA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



DIRECTORIO DE LA REVISTA

Juan José Rosales Valda, MSc.
Decano de la Facultad de Ingeniería Civil

José Edgar Campos Serrano, MSc.
Director de la Carrera de Ingeniería Civil

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



PRESENTACIÓN	4
PRESENTACIÓN	5
Desarrollo y aplicación de una estación hidrométrica con arduino: comparación con una estación profesional.....	7
Efecto de las condiciones de curado en la evolución de las propiedades del hormigón	17
Propagación del incremento de esfuerzos verticales en un suelo agrícola de tarabuco: efecto de la succión matricial y análisis comparativo	23
Ensayo de consolidación tipo k0 en aparato triaxial no saturado.....	35
El empleo en el sector de la construcción como elemento dinámico de la economía.....	41
Mejorar la resistencia a la compresión de un hormigón convencional reemplazando parcialmente su agregado con cascarilla de café	51
Eficiencia de los métodos estadísticos de imputación de la estación meteorológica de Tumpeka	65
Influencia de la variación gravitacional en estructuras de varios pisos	73
Diagnóstico y evaluación sísmica preliminar de la catedral metropolitana de Sucre	80
Evaluación sísmica de edificios de concreto armado para estimar daños en elementos no estructurales	91
Nuevo diseño de aireador hidráulico de eje horizontal para aguas subterráneas.....	98
Modelización física y numérica del aliviadero lateral de la presa de enrocado con pantalla de hormigón Valles de Tarabuco	103



PRESENTACIÓN

Con beneplácito, como Decano de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Mayor Real y Pontificia de San Francisco Xavier de Chuquisaca, me permito presentar a los amables lectores, el cuarto número de la “REVISTA INGENIUM”, la misma que contiene artículos científicos que fueron elaborados por varios docentes de la Facultad, los alumnos que se graduaron por “Excelencia Académica” desde la gestión 2011 a la fecha, representantes de la Sociedad Científica de Estudiantes de Ingeniería Civil, profesionales de Ingeniería Civil, quienes desinteresadamente acudieron al llamado de Decanato ansiosos de hacer conocer por este medio impreso de la Facultad los artículos inéditos de su autoría, los cuales son de latente actualidad.

Debo destacar y agradecer el esfuerzo, compromiso y sobre todo el amor hacia la Unidad Facultativa y a la investigación científica que demostraron cada uno de los autores de los artículos que se presentan en esta ocasión.

Todos los trabajos demuestran un alto contenido científico y abordan temas relacionados con problemas reales en el área que nos apasiona la Ingeniería Civil.

El compromiso asumido de publicar cada gestión el material bibliográfico ha sido cumplido y al hacerlo me siento complacido y agradecido a Dios que permitió este logro tan significativo en la tarea académica de nuestra querida Facultad.

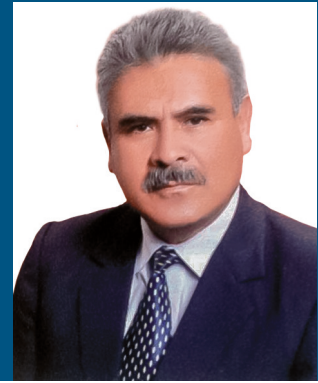
Como autoridad Facultativa me comprometo a incentivar la investigación científica en la comunidad universitaria de nuestra querida Facultad, para subsanar las limitaciones que tenemos en este campo, con el propósito de que se hagan nuevas e innovadoras investigaciones. Considerando que estamos eliminando varias debilidades que teníamos en la Facultad con acciones efectivas y contundentes, como ser: la creación del “Instituto de Materiales” y del “Instituto de Transporte y Vías de Comunicación”, que estimamos entraran en pleno funcionamiento la próxima gestión, asimismo con el desarrollo de programas posgraduales en varias menciones de la Unidad Académica y con la elaboración de la Revista que fomenta y motiva la “investigación científica”.

Tengan la certeza absoluta de que todo nuestro accionar siempre irá en beneficio de la Facultad de Ingeniería Civil, porque al asumir las funciones de “Decano” me propuse cualificar la Unidad Facultativa, para que se destaque en nuestro medio y a nivel nacional.

Reitero mi felicitación a todos los que coadyuvaron eficientemente para hacer realidad la publicación del 4º tomo de la “Revista Ingenium” y especialmente a los “autores” que presentaron sus trabajos para su publicación en el relevante material bibliográfico que a través de los años se institucionalizó en la Facultad. Hoy tengo la satisfacción personal de presentar a consideración de los lectores ávidos de adquirir nuevos conocimientos para enriquecer su intelecto y sapiencia el 4º tomo de la “Revista Ingenium”, con la esperanza de que la misma llenará sus expectativas y será de su pleno agrado.

Msc Ing. Juan José Rosales Valda
DECANO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
U.S.F.X.CH

PRESENTACIÓN



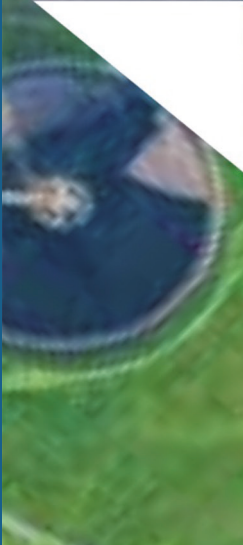
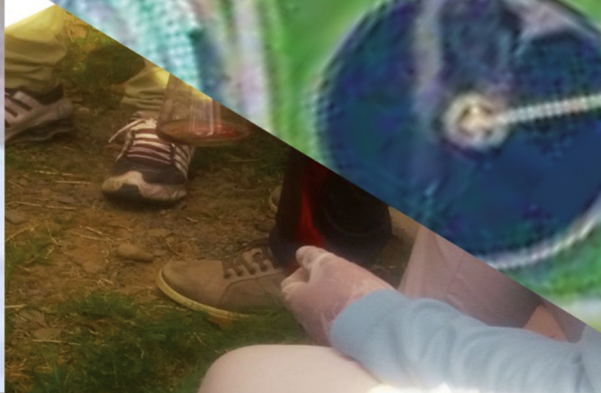
La mejor forma de rendir homenaje a la institución que nos cobija es trabajar sin escatimar tiempo y esfuerzo, siendo artífices del engrandecimiento y posicionamiento de nuestra querida Facultad como una de las mejores del sistema nacional de universidades.

Con honda satisfacción pongo a consideración de los lectores el cuarto número de la revista "INGENIUM", con la certeza de que con su lectura enriquecerán sus conocimientos y motivarán sus espíritus de nuevas sapiencias en el campo de la Ingeniería Civil.

Y con el firme compromiso de seguir trabajando por el progreso de nuestra Carrera y Facultad, presento a Uds. la publicación, para que valoren y se deleiten con la calidad de los artículos presentados.

MS.c. Ing. José Edgar Campos Serrano
DIRECTOR CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
U.S.F.X.CH.

LABORATORIO DE QUIMICA SANITARIA



DESARROLLO Y APLICACIÓN DE UNA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA CON ARDUINO: COMPARACIÓN CON UNA ESTACIÓN PROFESIONAL

Carlos Andres Antequera Encinas

Profesional Independiente Ingeniero Civil RNI 28106– Especialista Hidraulico, Sucre, Bolivia. E-mail: carlosantencinas@gmail.com

Recibido: 29/09/2023

Aceptado:

Publicado:

RESUMEN

Las estaciones hidrométricas desempeñan un papel crucial en la monitorización y gestión de recursos hídricos. En este estudio, se presenta el desarrollo y la aplicación en campo de una estación hidrométrica automática autónoma basada en la plataforma Arduino. Esta estación, de bajo costo y fácil implementación, se diseñó para medir un parámetro hidrométrico esencial como lo es el nivel del agua. Se compararon los datos recopilados por la estación hidrométrica Arduino con los de una estación hidrométrica profesional de referencia (Estación Chaunaca) para evaluar su precisión y confiabilidad.

Palabras clave: Estaciones hidrométricas, Arduino, Monitorización de recursos hídricos.

ABSTRACT

Hydrometric stations play a crucial role in the monitoring and management of water resources. This study presents the development and field application of an autonomous automatic hydrometric station based on the Arduino platform. This low-cost and easy-to-implement station was designed to measure an essential hydrometric parameter, namely, water level. Data collected by the Arduino hydrometric station were compared with those from a reference professional hydrometric station (Chaunaca Station) to assess its accuracy and reliability.

Keywords: Hydrometric stations, Arduino, Water resource monitoring.

INTRODUCCIÓN

Las estaciones hidrométricas son herramientas fundamentales para la recolección de datos sobre cauces naturales, lo que permite el monitoreo continuo de la cantidad y características de los recursos hídricos, la predicción de inundaciones, el manejo de cuencas, aprovechamiento de agua y otros fines relacionados con el agua. Tradicionalmente, las estaciones hidrométricas profesionales han sido costosas y requieren un mantenimiento periódico, lo que limita su disponibilidad en áreas rurales o con recursos limitados.

“Uno de los problemas más importantes en Bolivia al determinar el flujo superficial, es la poca densidad de estaciones de medida de caudales, la falta de continuidad en los registros y la dificultad de realizar mediciones confiables que reflejen los cambios que se producen en los cauces, fundamentalmente durante las crecidas de los ríos” (Ministerio de Medio Ambiente y Agua, 2016).

Es importante evaluar la precisión y confiabilidad de las estaciones hidrométricas Arduino en comparación con las estaciones profesionales, ya que esta es una solución más económica y conveniente podría propagar el monitoreo de los recursos hídricos, permitir su implementación en áreas rurales o áreas con recursos limitados y mejorar significativamente la disponibilidad de datos críticos para la Hidrología y la gestión y conservación de los recursos hídricos.

En este estudio, se propone una solución de bajo costo y accesible basada en la plataforma Arduino para desarrollar una estación hidrométrica. El objetivo principal es evaluar la precisión y confiabilidad de esta estación comparándola con una estación hidrométrica profesional ubicada en el Distrito 8 en la zona de Chaunaca del municipio de Sucre.

MATERIALES Y MÉTODOS

Selección del Sitio de Estudio

La estación Chaunaca ubicada en el puente del mismo nombre es de gran importancia para el análisis de aportes de la cuenca ya que se encuentra próximo a la obra de toma de Fisculco que es fuente de aprovechamiento de Agua para la Ciudad de Sucre, esta estación cuenta con registros de niveles del cauce con un paso de tiempo de 15 minutos entre datos. En los últimos años ha registrado de forma ininterrumpida los niveles del río logrando registrar la variación de tirante durante tormentas ocurridas en la cuenca.

La obra de toma de Fisculco es de vital importancia en el abastecimiento de agua para Sucre ya que esta ha sido construida con el fin de compensar el déficit de agua en la ciudad en época de estiaje.

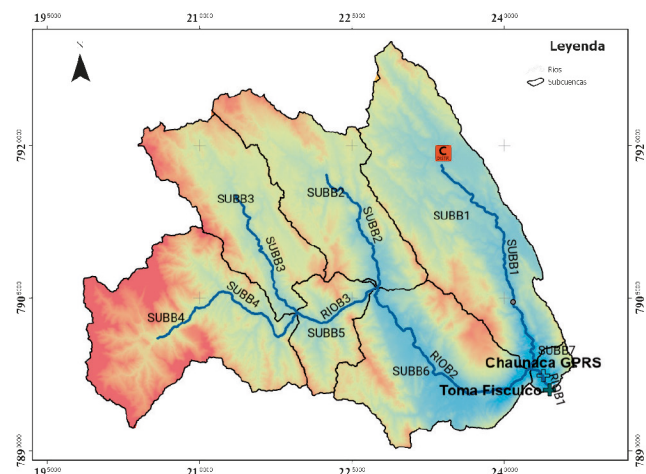


Figura 1 Mapa de delimitación Subcuencas y Cauces.

Medición de niveles

Para la medición de niveles se desarrolló en la plataforma Arduino un registrador de niveles automático que comprende un módulo ultrasónico que registra distancias en tiempo real cada 15 minutos, se realizó la calibración de tirantes en campo a partir de la ubicación del sensor ultrasónico y el lecho del cauce (1. Cresta del azud)

Al no contar con fuente de electricidad de forma continua se utilizaron baterías de litio 18650 recargables alcanzando una autonomía de los sensores de 3 días, logrando registrarse niveles entre las siguientes fechas:

Tabla N° 1 Periodos de toma de datos de niveles de agua en Fisculco

PERIODO	Registros		Tipo dato
	Inicio	Fin	
1	05/03/2020 18:30	07/03/2020 19:00	niveles
2	11/03/2020 13:15	13/03/2020 12:00	niveles
3	16/03/2020 12:00	18/03/2020 15:45	niveles
4	03/12/2020 11:00	05/12/2020 15:00	niveles
5	31/12/2020 11:45	02/01/2021 5:45	niveles
6	06/01/2021 12:00	07/01/2021 0:45	niveles
7	13/01/2021 14:00	16/01/2021 11:00	niveles

Para los registros realizados se han considerado fechas de muestreo durante el periodo de lluvias ya que en este periodo se presentan tormentas que generan elevaciones en el nivel del río, este dato es importante para ver el comportamiento de niveles en la obra de toma para distintos caudales de avenida y también para la generación de hidrogramas de crecidas.

Instalación de sensores Level Logger Arduino:



Figura 2 Proceso de instalación de los sensores Arduino.

Dispositivo Level Logger Arduino

El dispositivo “Level Logger Arduino” utiliza un módulo de sensor ultrasónico para medir la distancia entre el sensor y el espejo del agua en el cauce. El funcionamiento del sensor ultrasónico se basa en el principio de eco: emite pulsos de ultrasonido de alta frecuencia que viajan a través del aire hasta que encuentran una superficie. Cuando estos pulsos de sonido alcanzan la superficie del agua, se reflejan de vuelta hacia el sensor. El sensor mide el tiempo que tarda en recibir el eco de vuelta, y a partir de esa información, calcula la distancia entre el sensor y la superficie del agua. Para convertir estas distancias en tirantes del cauce, se utiliza la información sobre la ubicación del sensor ultrasónico con respecto al lecho del cauce. La distancia entre el sensor y el lecho del cauce se conoce con precisión, por lo que restando esta distancia a la distancia medida por el sensor ultrasónico, se obtiene la altura real del nivel del agua en el cauce, es decir, el tirante del cauce en ese punto específico. Este valor se registra y se almacena para su posterior análisis.

Tabla N° 2 Datos técnicos Sensor Arduino

Característica	Valor	Unidad
Dimensiones	12x16x10	cm
Peso	0.7	kg
Unidad de medida	metros	
Rango	2 - 400	cm
Precisión	0.1	cm
Intervalo de lecturas	15	min
Formato de registros	.txt separado por espacios	
Memoria	1GB	
Reloj	tiempo real	UTC
Alimentación	baterías recargables	
Autonomía	3	días

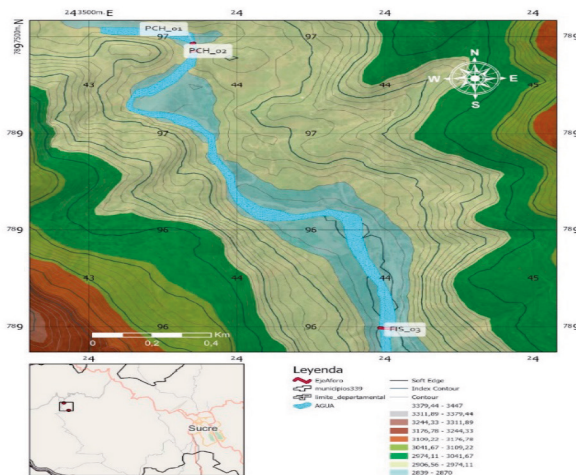


Figura 3 Ubicación Estaciones hidrométricas Niveles estación Chaunaca

La estación hidrológica de Chaunaca se encuentra instalada en el puente del mismo nombre con el fin de registrar niveles en el cauce principal del río Ravelo, es administrado por el SENAMHI y su inicio de operaciones data del 29 de noviembre de 2018.

Tabla N° 3 Datos técnicos Estación Chaunaca SENAMHI

Característica	Valor	Unidad
Formato de registros	.dat	tabulado
Unidad de medida	metros	
resolución de velocidad	0.1	unidades
Precisión	0.00001	m
Intervalo de lecturas	15	min
Alimentación	energía solar	
Reportes	a base de datos	

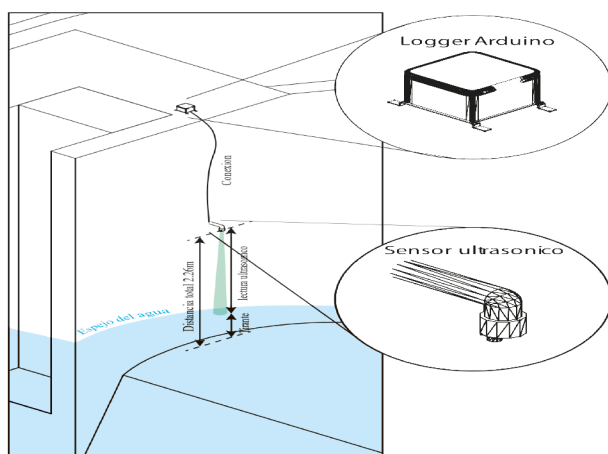


Figura 4 Detalle de instalación sensor en la cresta del azud

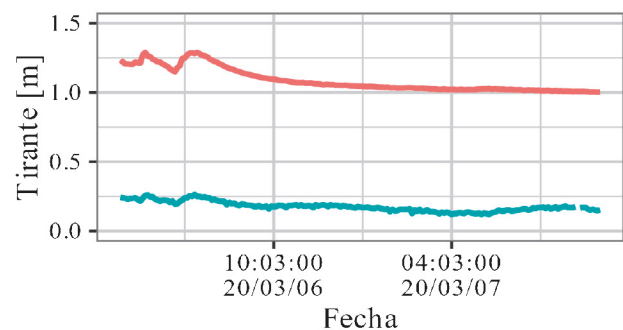
RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Tirantes

Dada la medición de tirantes en la cresta del azud se realiza la comparación entre los registros de niveles de esta estación con la estación de Chaunaca administrada por el Senamhi para los mismos periodos de registros de datos.

Tirante Puente chaunaca [L01]

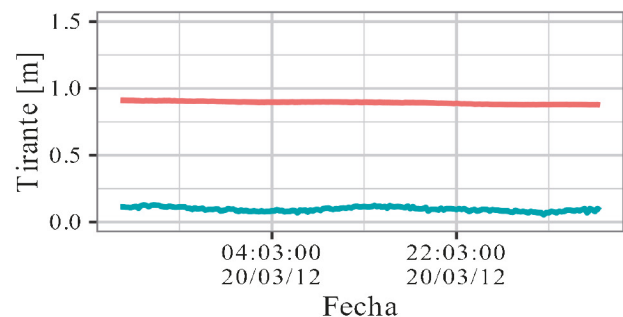
desde 2020-03-05 18:30:00 hasta 2020-03-07 19:00:00



Est. Chaunaca Est. Fisculco

Tirante Puente chaunaca [L02]

desde 2020-03-11 13:15:00 hasta 2020-03-13 12:00:00



Est. Chaunaca Est. Fisculco

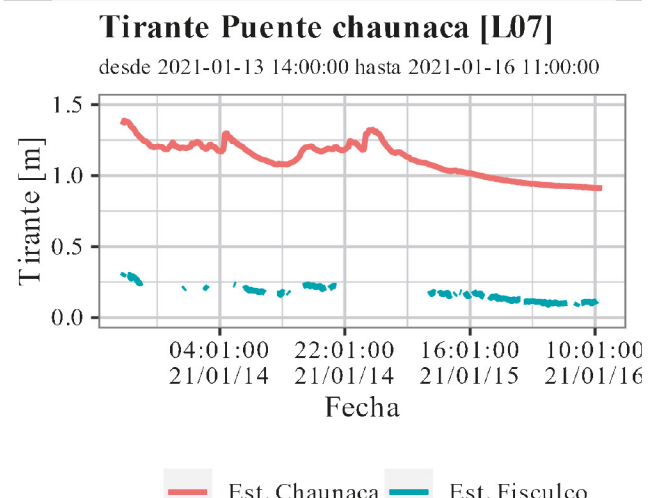
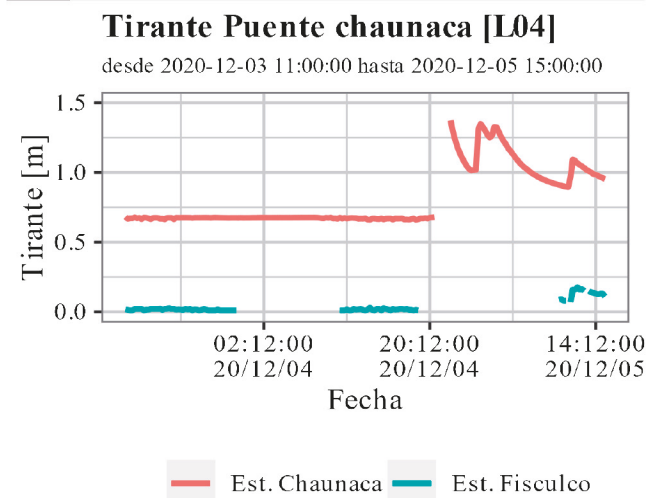
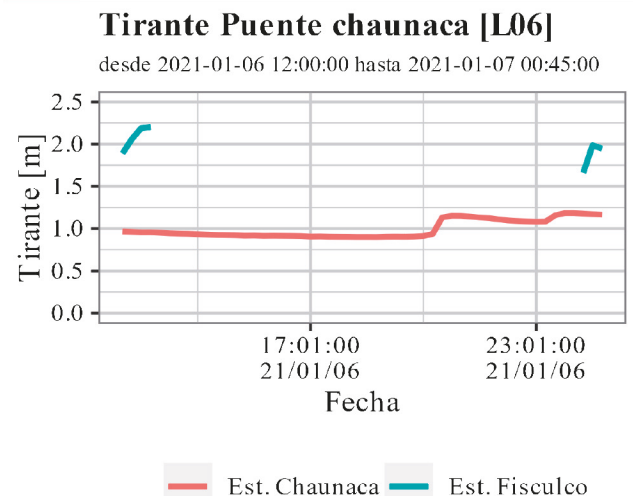
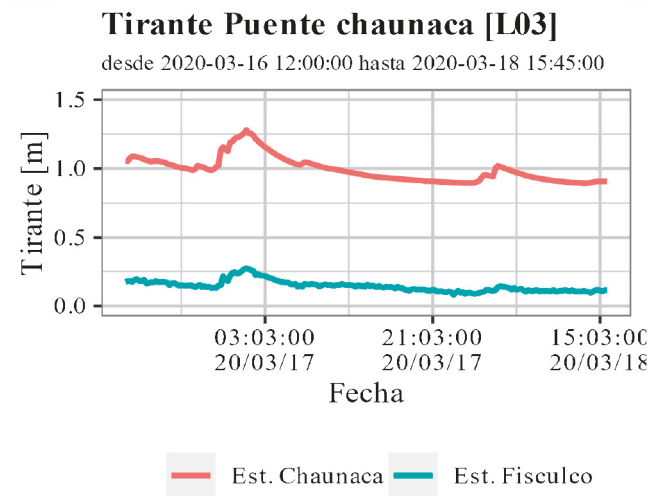
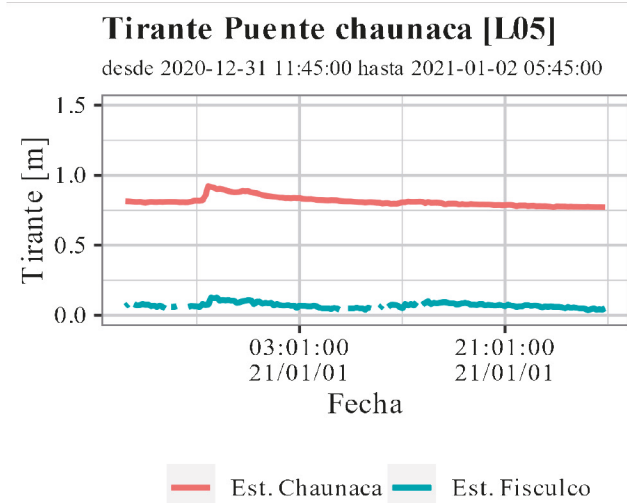


Figura 5 gráfico series históricas registradas.



El rango de lecturas del sensor va desde 2 a 500 cm de acuerdo con las características del fabricante, (Pereira et al., 2022) en su estudio concluye que los errores en lecturas con el sensor ultrasónico para distancias menores a 40cm es menor a 0.02m, por otra parte (Hardjianto et al., 2022) indica que el valor de precisión del sensor ultrasónico HC-SR04 alcanza el 99.98%.

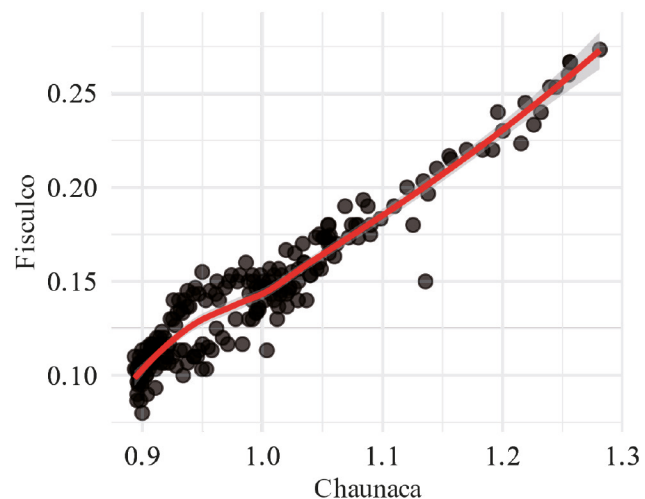
Porotraparteseobservaque los comportamientos de ambas graficas son similares, es decir, que cuando existe incremento en el nivel del rio en la estación de Chaunaca este crecimiento se replica en la estación de Fisculco y de la misma forma en los casos de disminución del nivel del río.

Durante el trabajo de registro de niveles del río se ha procurado mantener en operación al sensor de Fisculco durante crecidas del nivel del río durante la temporada de lluvias con el fin de identificar su comportamiento durante tormentas en la cuenca de aporte y de esta forma lograr generar los hidrogramas de crecidas para la calibración hidrológica.

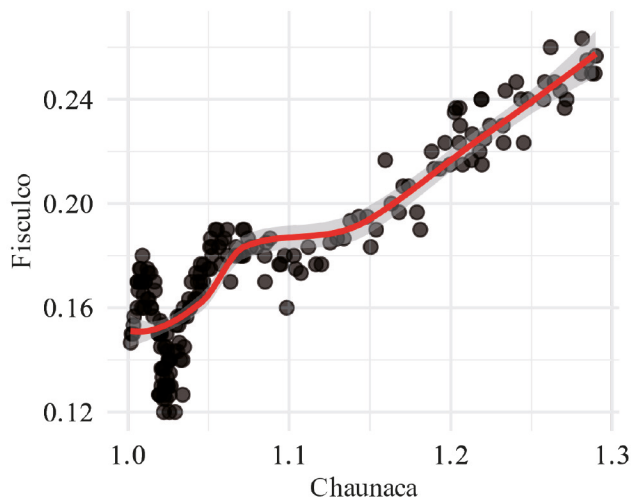
Correlación Estaciones Chaunaca y Fisculco

La correlación se evalúa entre registros de la estación Fisculco y la Estación Chaunaca con el fin de comparar los niveles históricos.

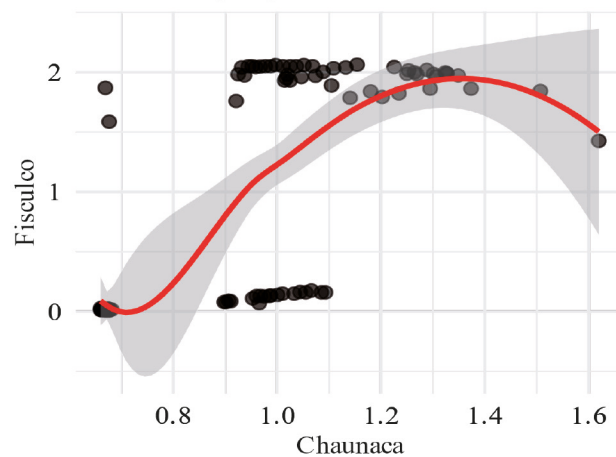
Correlación [L03] $R=0.957$



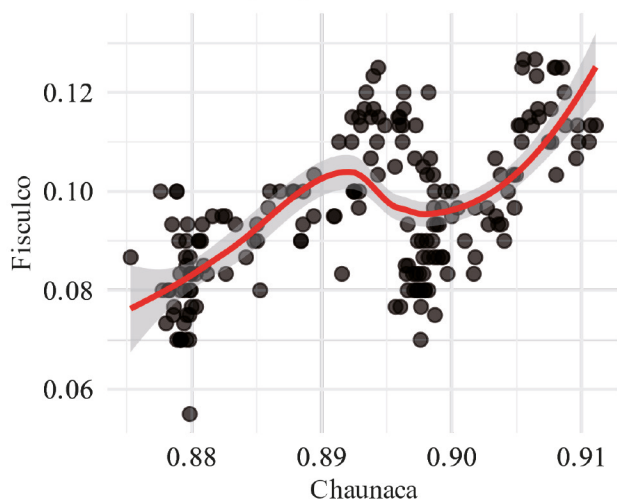
Correlación [L01] $R=0.909$



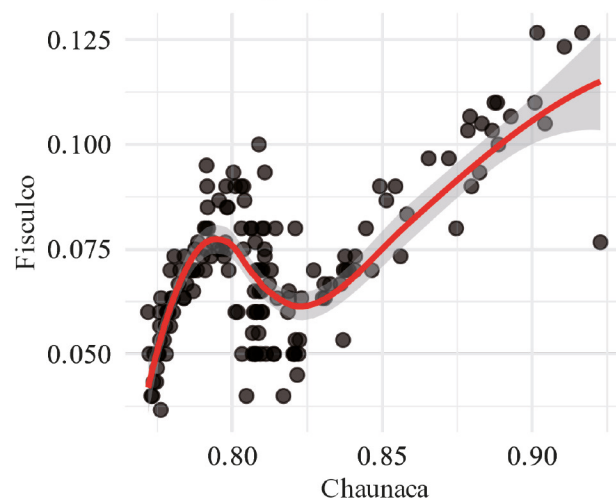
Correlación [L04] $R=0.786$



Correlación [L02] $R=0.574$



Correlación [L05] $R=0.643$



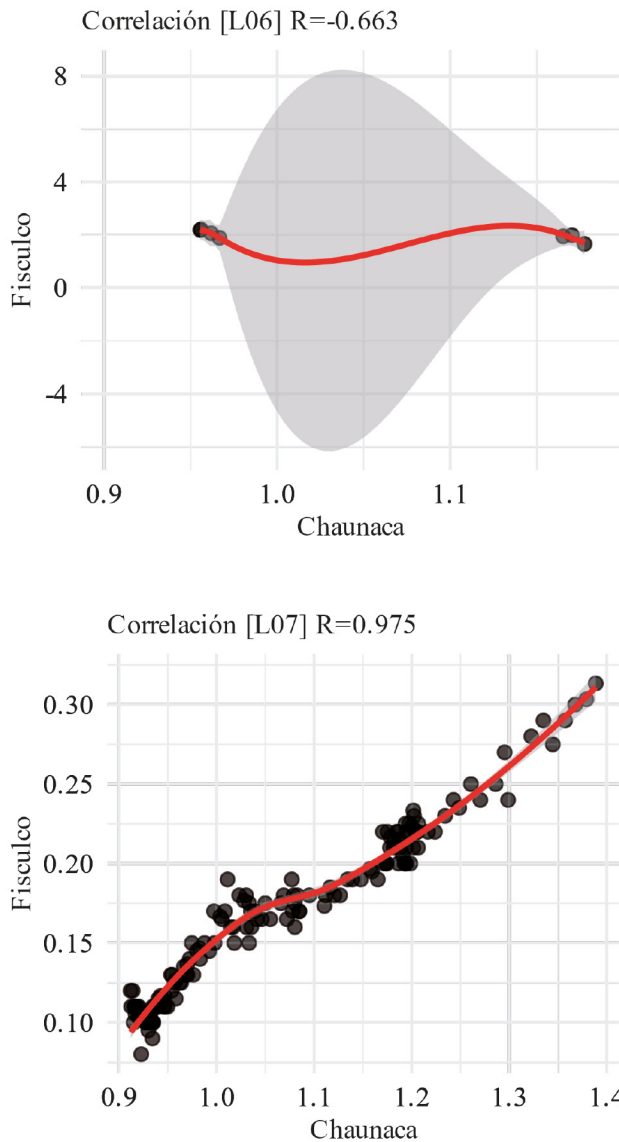


Figura 6 Correlación entre tirantes Estación Chaunaca y Fisculco.

Del análisis de correlación entre datos de Fisculco y Chaunaca se identifica que las lecturas para la mayoría de los periodos de registro representarían una correlación fuerte siendo que según lo recomendado por (Cohen, 1988) citado por (Lalinde & Tarazona, 2018) el rango de valores absoluto de R entre 0.5 y 1 se interpreta como una correlación fuerte.

Tabla N° 4 Correlaciones según periodo

Periodo	Correlación R
1	0.909
2	0.574
3	0.957
4	0.786
5	0.643
6	-0.663
7	0.975

Los periodos 4 y 6 presentan una baja correlación esto puede identificarse por la baja cantidad de registros obtenidos durante los picos de las crecidas del río, este fenómeno puede atribuirse a la distorsión en las lecturas del ultrasónico que se ve afectado por el ruido extremo del entorno

Por otra parte se observa que dichos periodos de lectura demuestran comportamientos proporcionales en cuanto a la crecida del cauce.

CONCLUSIONES

Se ha desarrollado con éxito una estación hidrométrica emplazada en la cresta de la obra de Toma Fisculco.

La estación desarrollada muestra una buena concordancia con la estación hidrométrica profesional en términos de las mediciones de elevación del agua.

Los resultados respaldan la utilidad de la estación desarrollada para la monitorización hidrométrica en la región.

Se ha identificado una limitación en el registro de niveles utilizando el sensor, la cual se relaciona con el ruido generado por el impacto del agua en el vertedero de la toma Fisculco durante las crecidas del río. Este ruido puede ocasionar distorsiones en las lecturas. Por lo tanto, se aconseja ubicar el sensor en una posición que esté alejada de zonas propensas a ruido y turbulencia para garantizar mediciones más precisas.

En la sección de correlación, es importante destacar los valores numéricos de la correlación (R) obtenidos al comparar los datos de la estación Fisculco con los de la Estación Chaunaca durante diferentes periodos. Los resultados de correlación fueron los siguientes:

Periodo 1: $R = 0.909$

Periodo 2: $R = 0.574$ (Este valor se excluyó del promedio debido a que no se presenta una crecida en el cauce) Periodo 3: $R = 0.957$

Periodo 4: $R = 0.786$

Periodo 5: $R = 0.643$

Periodo 6: $R = -0.663$ (Este valor se excluyó del promedio debido a la escasez de datos)

Periodo 7: $R = 0.975$

Es importante destacar que, a pesar de la variabilidad observada en algunos periodos, en general, se evidencia una correlación fuerte entre los datos de ambas estaciones, respaldando la consistencia y la calidad de los registros obtenidos con una correlación media de $R=0.854$.

La medición con sensores Arduino y modulo ultrasónico es una alternativa válida para registro

de niveles de agua en el rio debido al buen ajuste de sus registros en condiciones reales para calibración de curvas de gasto y por el coste económico que representa alcanzando una inversión de menos de 75\$ para su desarrollo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Cohen, J. (1988). *Statistical power analysis for the behavioral sciences* (2nd ed). L. Erlbaum Associates.

Hardjianto, M., Ariyanto, D., & Aryasanti, A. (2022). Penerapan Sensor Ultrasonik HC-SR04 dan Hujan untuk Memantau Ketinggian Air dan Pendeteksi Hujan. *JURNAL MEDIA INFORMATIKA BUDIDARMA*, 6(1), 251. <https://doi.org/10.30865/mib.v6i1.3486>.

Lalinde, J. D. H., & Tarazona, E. P. (2018). *Sobre el uso adecuado del coeficiente de correlación de Pearson: Definición, propiedades y suposiciones*. 10.

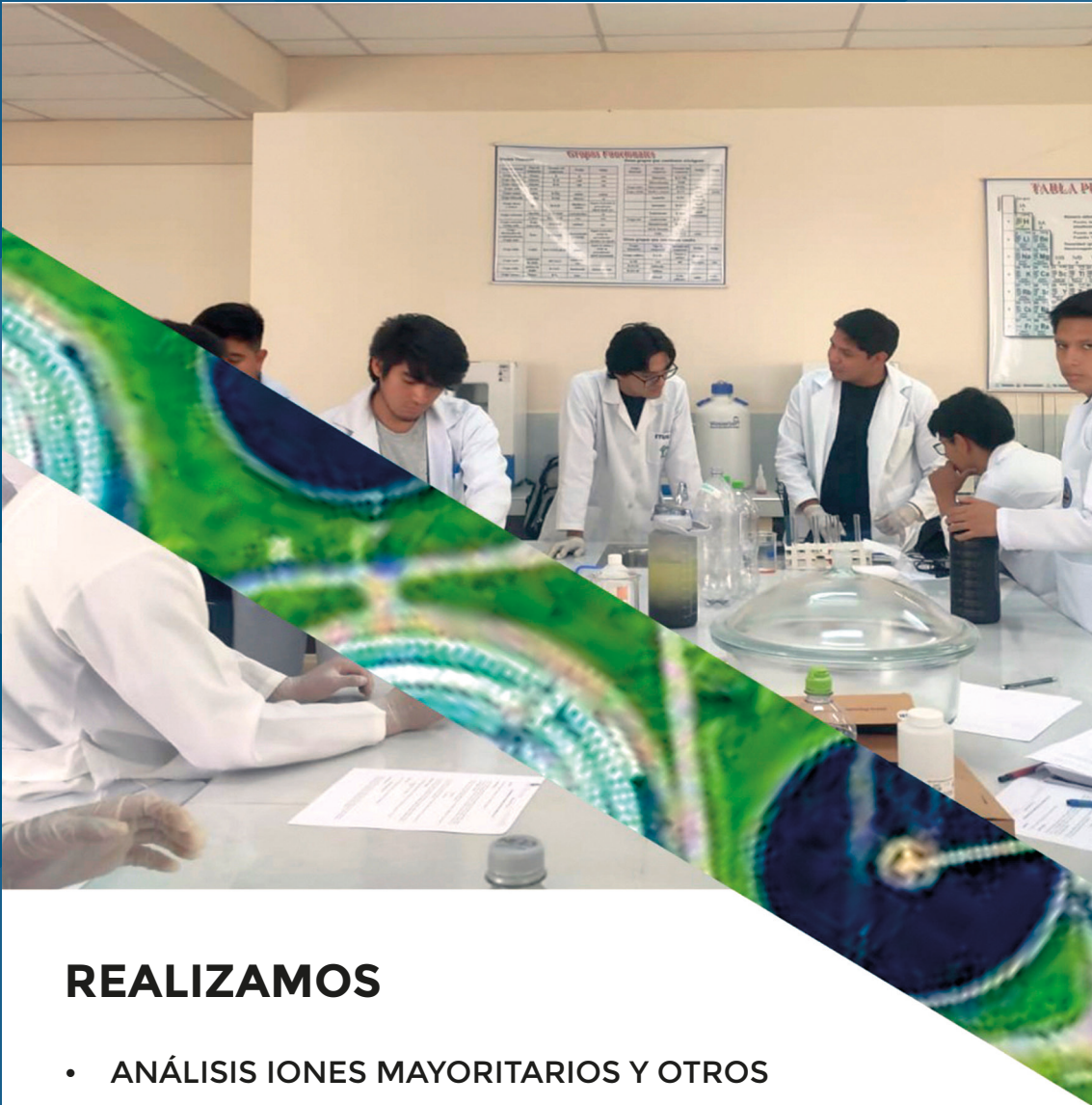
Ministerio de Medio Ambiente y Agua, (MMAyA). (2016). *Balance Hídrico Superficial de Bolivia*.

Pereira, T. S. R., de Carvalho, T. P., Mendes, T. A., & Formiga, K. T. M. (2022). Evaluation of Water Level in Flowing Channels Using Ultrasonic Sensors. *Sustainability*, 14(9), 5512. <https://doi.org/10.3390/su14095512>



Muchas gracias!!!

#LOPEA



REALIZAMOS

- ANÁLISIS IONES MAYORITARIOS Y OTROS ELEMENTOS.
- ANÁLISIS MICROBIOLÓGICO.
- ANÁLISIS DE PARÁMETROS FÍSICO - QUÍMICO DE CAMPO.
- AGUAS RESIDUALES.

EFECTO DE LAS CONDICIONES DE CURADO EN LA EVOLUCIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL HORMIGÓN

Oña Vera, Andrea Carolina

Asistente de investigación en el Departamento de Ingeniería Estructural y Materiales de Construcción (Department of Structural Engineering and Building Materials) de la Universidad de Gante, Technologiepark 60, 9058 Zwijnaarde, Bélgica.
e-mail: onavera.andreacarolina@ugent.be

Recibido: Aceptado: Publicado:

RESUMEN

Para diseñar estructuras de hormigón seguras y sostenibles, es crucial conocer el comportamiento a largo plazo del material. En general, la evolución de las propiedades mecánicas del hormigón depende de la composición de la mezcla, especialmente del tipo de cemento utilizado, y de la edad y las condiciones de curado del hormigón. Por ejemplo, el hormigón curado a temperaturas más altas muestra un desarrollo más rápido de la resistencia, pero una resistencia final menor en comparación con el hormigón curado a temperaturas más bajas. Sin embargo, las estructuras de hormigón expuestas al medio ambiente muestran gradientes de humedad y temperatura que dan lugar a gradientes de las propiedades del material dentro de la estructura. Esto podría ser problemático si se tienen en cuenta, por ejemplo, los ensayos de homologación, en los que la resistencia del material se caracteriza probando una probeta cúbica que tiene una geometría diferente a la del miembro estructural real. Además, las propiedades mecánicas del hormigón suelen derivarse de su resistencia a la compresión. Un ejemplo típico de esto es la caracterización del comportamiento mecánico en anclajes, en la que la capacidad cónica del hormigón se predice a partir de su resistencia a compresión cúbica, despreciando la evolución de las propiedades de fractura. Sin embargo, recientemente se ha encontrado que esta predicción diverge significativamente de los resultados experimentales para edades crecientes.

La presente investigación pretende estudiar el efecto de la edad y la temperatura de curado en las propiedades mecánicas del hormigón, prestando especial atención a las propiedades de fractura.

Para ello, se llevan a cabo investigaciones experimentales sobre probetas de hormigón y elementos estructurales curados a diferentes temperaturas y ensayados a diferentes edades. Las probetas se almacenan en las mismas condiciones de curado que el elemento estructural. A continuación, se compara la evolución de la energía de fractura con la capacidad cónica del hormigón para comprobar posibles tendencias que podrían conducir a un mejor modelo de predicción.

Palabras clave: envejecimiento del hormigón, propiedades mecánicas, curado.

ABSTRACT

In order to design safe and sustainable concrete structures, knowledge about the long-term behavior of the material is crucial. Generally, the evolution of concrete mechanical properties depends on

the mix composition, especially on the cement type used and the age and curing conditions of the concrete. For instance, concrete cured at higher temperatures shows a faster development of strength, but a lower final strength compared to concrete cured at lower temperatures.

However, concrete structures exposed to the environment show gradients of humidity and temperature which result in gradients of the material properties within the structure. This could be problematic considering for example approval tests, where the material's strength is characterized by testing a cubic specimen having a different geometry than the actual structural member. Furthermore, concrete mechanical properties are usually derived from its compressive strength. A typical example of this is the characterization of mechanical behavior in anchors, in which the concrete cone capacity is predicted from its cube compressive strength, neglecting the evolution of fracture properties. Nevertheless, it has recently been found that this prediction diverges significantly from the experimental results for increasing ages.

The present research aims at studying the effect of age and curing temperature on concrete's mechanical properties, giving particular attention to fracture properties.

This is achieved by carrying out experimental investigations on concrete specimens and structural members cured at different temperatures and tested at different ages. The specimens are stored at the same curing conditions as the structural member. The evolution of the fracture energy is then compared with the concrete cone capacity to check potential trends that could lead to a better prediction model.

Key words: concrete ageing, mechanical properties, curing

INTRODUCCIÓN

Las estructuras de hormigón suelen estar constantemente expuestas a las fluctuaciones de temperatura y humedad relativa del ambiente, desde el momento del vaciado y por el resto de su vida útil. La constante exposición de las estructuras al ambiente lleva a la formación de gradientes de temperatura y humedad en el hormigón. Distintos estudios han demostrado que la temperatura y el contenido de humedad en el hormigón tiene un efecto significativo en su energía de rotura (Bažant et al. 1988, Rossi 1991), la cual aumenta con el aumento de temperatura, y lo cual al mismo tiempo se hace más pronunciado con el aumento de contenido de humedad en la matriz del hormigón.

La reducción de la energía de rotura y los gradientes de temperatura y contenido de humedad en el hormigón pueden ser perjudiciales para la estructura, dando lugar a una propagación más rápida de las fisuras y

además desgastando a la estructura y dando lugar a grandes deformaciones a largo plazo (fluencia/creep).

En esta investigación se estudió el efecto de la temperatura de curado y la humedad relativa del ambiente en las propiedades del hormigón. Se dio especial atención a la energía de rotura y además se investigó el efecto de las condiciones de curado del hormigón en la capacidad cónica de anclajes instalados en el hormigón. Además se investigó la evolución de las propiedades con la edad del hormigón.

Para ello, se realizaron una serie de pruebas experimentales en especímenes curados a temperaturas y humedades relativas específicas. Se presta particular atención a la energía de rotura del hormigón y a la capacidad cónica, porque entender estas dos propiedades permite ampliar el conocimiento del comportamiento del hormigón en tensión. Esto es particularmente importante porque la falla a compresión es simplemente una falla a tensión indirecta.

Además, resulta crucial entender estas dos propiedades cuando se diseñan estructuras en el Estado Limite Ultimo, donde el comportamiento no lineal del hormigón, es el factor crucial de diseño.

MATERIALES Y MÉTODOS

Para lograr los objetivos del estudio, se llevó a cabo una campaña experimental dividida en tres fases caracterizadas por la edad del hormigón al momento del ensayo. Para investigar el efecto de la edad en el hormigón, cada fase representa una edad del hormigón: 7, 28 y 90 días **respectivamente. Los efectos del curado sobre las propiedades del hormigón se estudiaron** almacenando los especímenes en tres condiciones diferentes tres días después del vaciado en cámaras especiales cuya temperatura y humedad relativa están **rígidamente** controladas. Además, un grupo de especímenes de almacenó en condiciones húmedas, típicamente requeridas para la caracterización del hormigón a los 28 días.

En este capítulo se describe detalladamente el protocolo de vaciado, curado y ensayo de los especímenes.

La selección de la clase de hormigón, la instalación y el ensayo de los anclajes se realizaron de acuerdo a la normativa del Eurocódigo 2-parte 4 (2009). Los anclajes se instalaron en losas de hormigón de dimensiones 125x110x30 cm. El diseño de la mezcla de hormigón se diseñó para alcanzar una clase de hormigón C20/25.

Las losas de hormigón se hormigonaron a una temperatura controlada de aproximadamente 18°C. La mezcla de hormigón, tenía una relación agua-cemento de $a/c = 0,64$. El cemento utilizado en la composición es CEM I 52.5 N, comúnmente utilizado en Europa.

Una vez hormigonadas todas las losas, se cubrieron con una funda de plástico y se mantuvieron en el lugar de colado durante tres días. A continuación, se desmoldaron y se almacenaron en las cámaras respectivas. En la

Tabla 1 se presentan las características de las cámaras de temperatura correspondientes al estudio.

Tabla 1. Temperatura y humedad relativa estudiadas

Set	Temp. (°C)	Humedad relativa
A	20	95%
B	20	65%
C	5	80%
D	35	35%

Los ensayos llevados a cabo consisten en ensayos de compresión, para determinar la capacidad del hormigón a compresión en cubos, y el ensayo de flexión en tres puntos (Figura 2), para determinar la energía de rotura del hormigón. Además se hizo uso de técnicas de procesamiento de imágenes para determinar la energía de rotura.

Los anclajes consistieron en barras lisas instaladas antes del vaciado del hormigón. La profundidad de los anclajes (longitud adherida) fue de 75 mm y los ensayos se llevaron a cabo en una configuración “no confinada” de manera que se induzca la falla por fractura del hormigón y así determinar la capacidad cónica del hormigón.

Los ensayos se llevaron induciendo la carga por medio de un sistema hidráulico. El ensayo se realizó controlando las deformaciones, las cuales se midieron utilizando LVDTs.

La Figura 1 muestra la instalación del los anclajes antes del vaciado.



Figura 1. Encofrado de las losas de hormigón y anclajes

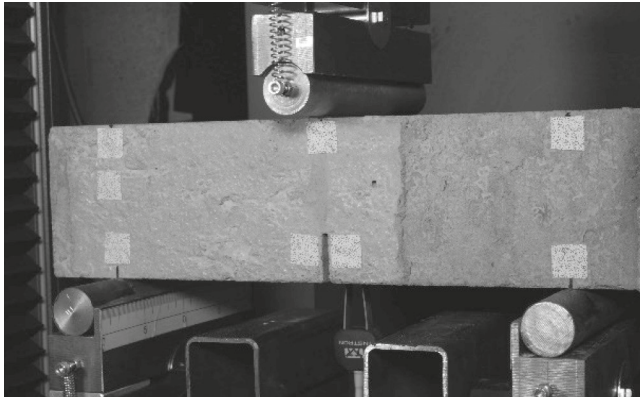


Figura 2. Ensayo de flexión a tres puntos

RESULTADOS

Los resultados de los cubos sometidos a compresión (Figura 3), muestran la evolución de la capacidad del hormigón. Se puede observar que a menor temperatura, menor la capacidad del hormigón a temprana edad (7 días).

Los resultados de especímenes curados a 20°C, sin importar la humedad relativa, muestran la misma capacidad de compresión a los 7 días de edad (32.4 MPa) y similar a los 90 días de edad, 40.1 MPa a una humedad relativa del 65% y 37.9 MPa a una humedad relativa del 95%.

Los resultados del curado a 35°C muestran que, efectivamente, la capacidad a compresión del hormigón a 90 días resulta ser menor que en el resto de los casos. Esto se debe a que a mayores temperaturas, el agua dentro de la matriz tiende a evaporarse más rápido, resultando en poros mas grandes y en una menor capacidad final.

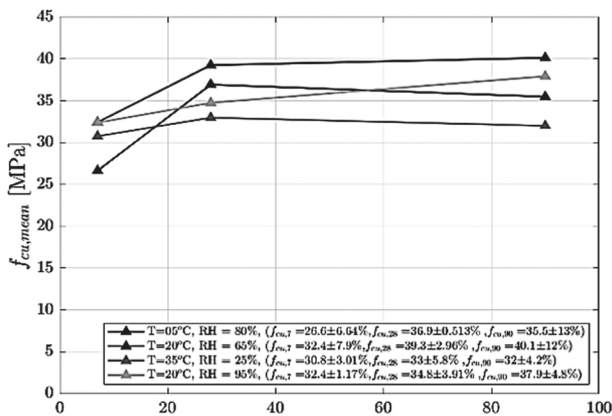


Figura 3. Evolución de la capacidad de compresión del hormigón en estudio.

Los resultados de los ensayos de la energía de rotura, se presentan en la Figura 4, donde se observa que, a pesar de las distintas temperaturas y humedades relativas, la energía de rotura final resulta similar, aproximadamente 0.1 N/mm. Sin embargo, se debe tomar en cuenta que en algunos casos la dispersión de datos resulta relativamente alta, como es el caso de el curado a 20°C y 95% HR.

Además se observa que en este último caso, la energía de fractura inicial es la más baja en comparación al resto de las condiciones de curado (0.08 N/mm).

La energía de rotura del hormigón determina la energía necesaria para que una fisura se pueda propagar en el material, y por eso, esta ligada a la capacidad cónica del hormigón y su estudio resulta importante para entender la capacidad del hormigón a tensión.

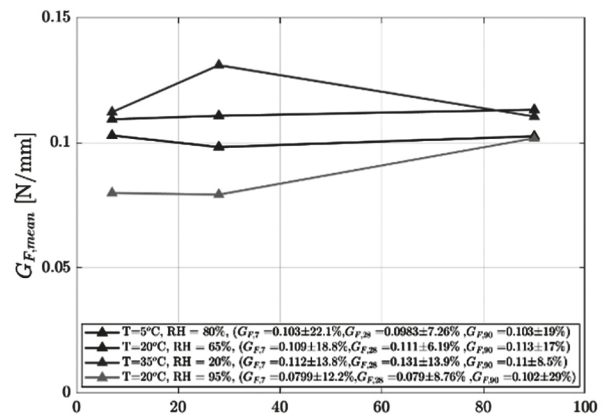


Figura 4. Evolución de la energía de rotura.

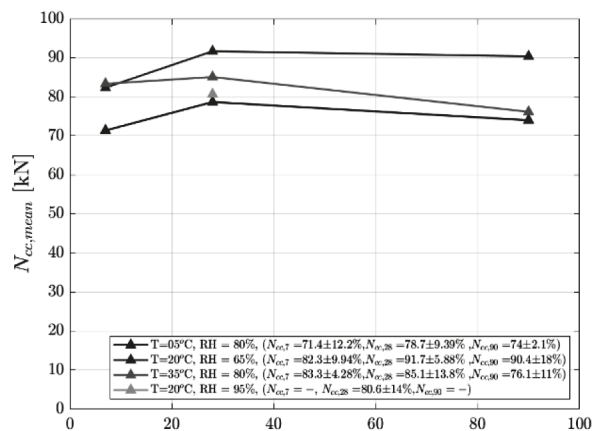


Figura 5. Evolución de capacidad cónica del hormigón.

Finalmente, los resultados de la evolución de la capacidad cónica del hormigón se presentan en la Figura 5, donde se puede observar que la capacidad aumenta significativamente para el hormigón curado a 5°C. Esto concuerda con las pruebas resultantes de los ensayos de flexión en tres puntos.

Nótese que la capacidad cónica del hormigón está ligada a la energía de fractura del hormigón (Eligehausen et al. 1989).

Igualmente, una concordancia entre el resto de las temperaturas de curado se puede observar entre la capacidad cónica y la energía de fractura del hormigón, lo cual confirma que la falla cónica es una falla a tracción y depende de la energía de rotura.

CONCLUSIONES

En esta investigación se determinó el efecto de las condiciones de curado (temperatura y humedad relativa) en la evolución de las propiedades del hormigón. Para ello se llevaron a cabo una serie de pruebas experimentales, a distintas edades, en especímenes de hormigón curados bajo distintas condiciones de temperatura y humedad.

Como resultado de las distintas podemos concluir que:

La evolución de las propiedades del hormigón resulta más lenta cuando la temperatura y la humedad relativa de curado son mas lentas. Sin embargo, tanto la capacidad a compresión como la cónica y la energía de rotura, resultan mayores a una mayor edad en comparación con temperaturas mas altas.

A mayor temperatura de curado, la capacidad de compresión resulta mayor a los 7 días de edad, sin embargo, el incremento de capacidad es menor que en el resto de las temperaturas.

La capacidad cónica del hormigón y la energía de rotura concuerdan, ya que ambas son fallas a tracción del hormigón.

Finalmente, se puede decir que los códigos actuales (por ejemplo el EC2) toman en cuenta la evolución de la capacidad a compresión del hormigón, así también las deformaciones de fluencia. Sin embargo, no existen descripciones particulares de la evolución de las propiedades del hormigón a tracción y del efecto de fluencia en las deformaciones de la capacidad cónica (Oña Vera et al. 2023).

Entender la evolución de estas propiedades y su efecto en el comportamiento a largo plazo resulta sumamente para determinar la vida útil de las estructuras.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bažant, Z., Prat, P (1988). "Effect of temperature and humidity on fracture energy". *ACI Materials Journal*, 85-M32(1).

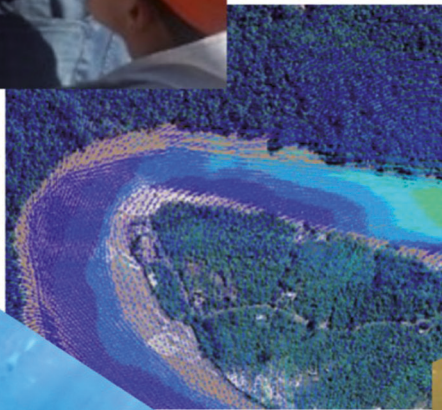
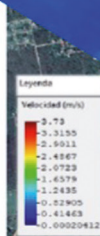
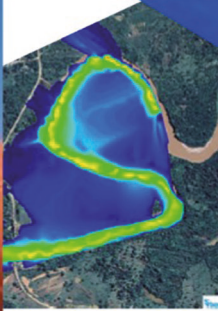
Rossi, P (1991). Corestein, G., Cea, L., Lara, Á., Dolz, J., Puertas, J., & Balairón Pérez, L., (2009), "Influence of cracking in the presence of free water on the mechanical behaviour of concrete". *Magazine of Concrete Research* 43(154):53-57.

EN-1992-4:2009 (2009) Eurocode 2-Design of concrete structures-Part 4: Design of fastenings for use in concrete. European committee for standardization Brussels.

Eligehausen, R. and Sawade G. (1989), "A fracture mechanics based description of the pull-out behavior of headed studs embedded in concrete", *RILEM report - fracture mechanics of concrete structures: from theory to applications*. Chapman and Hall, London.

Oña Vera, A.C. and Boumakis I. and Ninčević, K. and Sinn, L.M. and De Corte, W. and Di Luzio, G. and Wan-Wendner R. "Experimental investigation of the loading rate effect and the sustained load effect in the concrete cone capacity of cast-in anchors". *Materials and Structures* 56(153).

INSTITUTO DE AGUAS



PROPAGACIÓN DEL INCREMENTO DE ESFUERZOS VERTICALES EN UN SUELO AGRÍCOLA DE TARABUCO: EFECTO DE LA SUCCIÓN MATRICIAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO

Torrico, J.A.¹, Di Emidio, G.², Cornellis, W.³, Rojas, J.C.⁴, Bezuijen, A.⁵

- 1 Responsable Laboratorio de Geotecnia de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), doctorando en Ingeniería Civil Universidad de Gante-Bélgica, Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Planta baja, Sucre, Bolivia. E-mail: JuanAlfredo.TorricoBravo@UGent.be
- 2 Profesor de la Universidad de Gante, Departamento de ingeniería civil. E-mail: Gemmina.DiEmidio@ugent.be.
- 3 Profesor de la Universidad de Gante, Departamento de Biociencias, Universidad de Gante. E-mail: Wim.Cornelis@ugent.be.
- 4 Docente titular de la carrera de ingeniería civil, Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: geotecnia@gmail.com.
- 5 Director del laboratorio de Geotecnia de la Universidad de Gante, Universidad de Gante. E-mail: Adam.Bezuijen@ugent.be.

Recibido: 03/10/2023

Aceptado: 10/10/2023

Publicado: 10/11/2023

Artículo presentado y expuesto en la 9na Conferencia Internacional en Geotecnia Ambiental (Isla de Creta, Grecia)

RESUMEN

El presente artículo presenta mediciones en campo de la succión matricial y del incremento de los esfuerzos verticales, los que han sido generados por el paso de un tractor agrícola modelo John Deere 6110D utilizando en sus neumáticos diferentes presiones de inflado: 83 kPa, 110 kPa, 138 kPa y 193 kPa. El sitio de experimentación ha consistido de tres terrenos agrícolas ubicados en la localidad de Tarabuco y todos constituidos en su perfil estratigráfico por un suelo limo arenoso (ML). Para realizar las mediciones del incremento del esfuerzo vertical se han empleado células de carga de compresión (modelo BC-302), en tanto que para realizar la medición de la succión matricial se han empleado tensiómetros de campo (modelo Red Fill). Las mediciones del incremento de esfuerzos verticales, en los tres terrenos y en las tres profundidades predeterminadas de 0.15 m, 0.30 m y 0.45 m, han sido comparadas con soluciones analíticas, a través del software Terranimo y el modelo de Söhne. Con los resultados que se han obtenido se ha concluido que, los resultados de la succión matricial registrados con los tensiómetros a lo largo de los tres terrenos de experimentación con las condiciones de variación de presión de inflado impuestas, no han tenido un efecto significativo en el incremento de los esfuerzos verticales.

Palabras clave: Esfuerzo Vertical, presión de inflado, succión matricial, célula de carga, tensiómetro Red Fill.

ABSTRACT

The present paper shows the measurements of the increase in vertical stress and matric suction, caused by the passage of agricultural machinery at different conditions of tire inflation pressure. The field test are three agricultural places located in Tarabuco constituted by a sandy silt (ML). The machinery is an agricultural tractor model John Deere 6110D. We employ several tire inflation pressures of 83 kPa, 110 kPa, 138 kPa and 193 kPa for the front and rear wheels, in order to analyse their influence on the distribution of vertical stress beneath the three soil profiles. Increase in vertical stresses and matric suction are studied at the three different depths of 0.15 m, 0.30 m and 0.45 m. For the field measurements of the increase in vertical stress and matric suction, miniaturized compressive load cells (BC302 model) and tensiometers (red fill type) were employed respectively. Finally, measurements of the increase in vertical stress and matric suction were compared between the different tire pressures predetermined. With the results obtained, it was concluded the effect in matric suction variation didn't represent some variation with the correspondent values obtained of the increase in vertical stress.

Key words: Vertical stress, tire pressure, Matric suction, Red Fill Tensiometers.

INTRODUCCIÓN

La succión matricial es la cantidad de energía necesaria para extraer, de un determinado volumen de suelo dado, una determinada cantidad unitaria de agua (Hartge & Horn, 2016); esta succión matricial, en campo, puede ser medida por medio de equipos que consten de piedras porosas y vacuómetros, como por ejemplo los tensiómetros Red Fill (Torrico, 2022, 2021). La succión matricial está directamente relacionada con la resistencia a tracción del suelo, en el sentido que valores de succión altos que se registren en un suelo indican una estructura de suelo resistente (Delgado, 2023). También, la succión, es una función del contenido de humedad del suelo y, por lo tanto, está sujeta a un continuo cambio (Hartge & Horn, 2016) que puede ser monitoreado en campo con el equipo indicado.

La compactación de suelos debido al paso de maquinaria agrícola es el proceso mediante el cual se disminuye su porosidad y se incrementa su densidad. La compactación genera deformaciones que afectan negativamente un suelo agrícola en lo que se refiere a sus funciones vitales, de infiltración, aireación, biodiversidad, crecimiento vegetal. La compactación de suelos

ha sido ampliamente estudiada, pero algunos aspectos aún no están clarificados (Hamza y Anderson, 2005; Chamen et. al., 2015; Keller et. al., 2016). Por otro lado, existen varias incertidumbres asociadas con la medición y simulación de los esfuerzos verticales en el suelo (Keller et. al., 2016), debido a que, en lo que respecta a la adecuada medición en campo de estos esfuerzos, depende en gran magnitud de la correcta instalación de las células de carga en el suelo que se analiza y en lo que respecta a una óptima simulación, por ejemplo, en softwares como PLAXIS 2D, depende de una previa determinación en laboratorio del módulo elástico y el coeficiente de poisson del suelo analizado.

Además, en particular, existe bibliografía más limitada relacionada con la cadena de causa y efecto de un perfil de suelo para alcanzar su estado plástico debido al paso de maquinaria (Lamandé, 2011). Un ejemplo de esta causalidad es la correcta elección de una presión de inflado para los neumáticos trasero y delantero de un tractor agrícola y el efecto que representan en la succión matricial registrada en campo. El objetivo del presente trabajo es analizar el efecto de la succión matricial en el incremento de los esfuerzos verticales debido a la variación

de la presión de inflado de los neumáticos del tractor agrícola (Torrico et. al., 2022). Para cumplir este objetivo se ha realizado la medición de esfuerzos verticales en los tres perfiles de suelos a las profundidades de 0.15 m, 0.30 m y 0.45 m y a diversas presiones de inflado de los neumáticos del tractor agrícola. También se han empleado soluciones analíticas para comparar los resultados de campo (Torrico, 2022).

Finalmente, para evaluar el efecto de la succión matricial en la propagación del incremento de los esfuerzos verticales, se han extraído, de las figuras de monitoreo diario de succión en campo, los valores de la succión en las mismas condiciones de ensayo de los tres diferentes terrenos de ensayo para compararlos entre ellos y posteriormente compararlos entre sus correspondientes valores de incremento de esfuerzo vertical, esto para apreciar si se ha generado alguna variación importante de éste esfuerzo con el cambio de la succión matricial identificada y registrada.

MATERIALES Y MÉTODOS

Sitio de experimentación y maquinaria

La figura 1 muestra una vista en planta de los tres terrenos de estudio S1, S2 y S3. Para una mayor explicación se pide recurrir al artículo de la anterior edición de la revista, mismo autor.



Figura 1. Ubicación de los terrenos de estudio (círculo amarillo S1, rojo S2 y verde S3).

La tabla 1 es un resumen de la caracterización. Se trata de un suelo agrícola limo arenoso de

baja plasticidad (ML), de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Tabla 1. Caracterización del suelo.

Suelo	Arcilla %	Limo %	Arena %	γ_{KN/m^3}	G_s	SUCS	Cont. Orgánico%
S1	8	48	44	17,0	2,64	ML	0,52
S2	10	52	38	17,2	2,65	ML	0,45
S3	8	50	42	16,7	2,65	ML	0,55

En cuanto al tractor agrícola, es de marca JOHN DEERE modelo 6110D, neumático modelo 13.6R24 en la rueda delantera, 18.4R34 en la rueda trasera. En la Tabla 2 se muestra las presiones de inflado que se han utilizado en el presente estudio (Torrico, 2022).

Tabla 2. Variación de la presión de inflado.

Tipo de Neumático	Presiones de inflado utilizadas		
	recomendada (KPa)	intermedia (KPa)	máxima (KPa)
13.6R24	83	138	193
18.4R34	83	110	138

Mediciones "in situ" del incremento de los esfuerzos verticales.

Recurrir a la anterior edición de la revista, mismo autor (Torrico, 2022).

Validación de las mediciones "in situ" del incremento de esfuerzos verticales

Recurrir a la anterior edición de la revista, mismo autor (Torrico, 2022).

Monitoreo de la succión matricial

Recurrir a la anterior edición de la revista, mismo autor (Torrico, 2022). En la figura 2 se muestra la instalación de los tensiómetros junto a las células de carga en las profundidades predeterminadas.



Figura 2. Instalación de células de carga y tensiómetros.

Procedimiento de los ensayos de campo

Recurrir a la anterior edición de la revista, mismo autor (Torrico, 2022). En la figura 3 se muestra una vista previa de uno de los ensayos de campo realizados.



Figura 3. Ensayo de campo.

RESULTADOS

Comparación entre mediciones en campo y soluciones analíticas

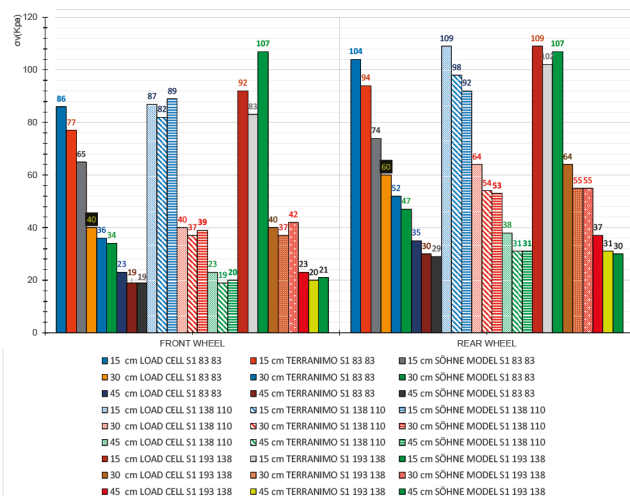


Figura 4. Suelo S1, variación del incremento de esfuerzo vertical.

Para el suelo S1, en la figura 4 se muestra los 54 resultados entre mediciones de campo y soluciones analíticas. Realizando un análisis comparativo y tomando como referencia al neumático delantero en las condiciones de presión de inflado recomendada de 83 KPa en ambos neumáticos (primeras 9 barras de

la izquierda): A la profundidad de 0.15 m, la medición en campo del esfuerzo vertical ha sido de 86 KPa, el resultado del software Terranimo ha sido de 77 KPa y el resultado de la solución de Söhne ha sido de 65 KPa; es decir las mediciones en campo proporcionan mayores resultados respecto a las soluciones analíticas. A la profundidad de 0.30 m, la medición en campo fue de 40 KPa, el resultado de TERRANIMO fue de 36 KPa y el resultado de Söhne fue de 34 KPa; se mantiene la sobre estimación de las mediciones de campo, pero la diferencia entre resultados es más estrecha (2 Kpa). A la profundidad de 0.45 m, la medición en campo fue de 23 KPa, los resultados que arrojaron TERRANIMO y Söhne han coincidido y fueron de 19 KPa; también se mantiene la sobreestimación y la igualdad. Generalizando para este caso, podemos decir que, a mayor profundidad de análisis existe más estrechez entre mediciones y soluciones analíticas.

El resto de las barras de la figura 4 corresponden al mismo ejercicio, pero para las otras condiciones de presión de inflado establecidas (Torrico, 2022).

Para generar una repetitividad de los resultados se ha aplicado el mismo procedimiento a los suelos S2 y S3 obteniendo el mismo comportamiento. Las figuras 5 y 6 muestran los resultados.

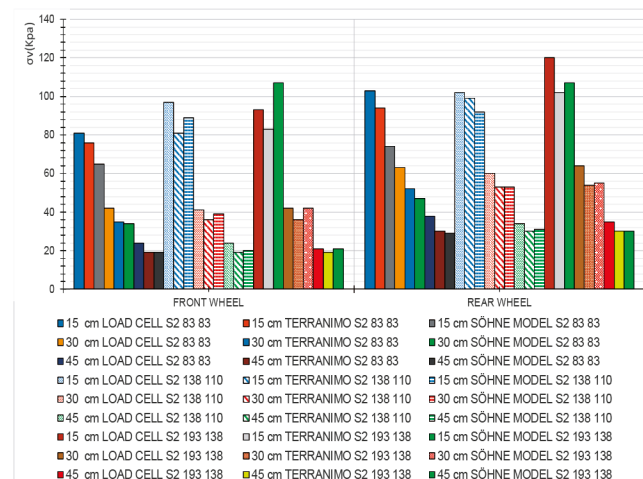


Figura 5. Suelo S2, variación del incremento de esfuerzo vertical.

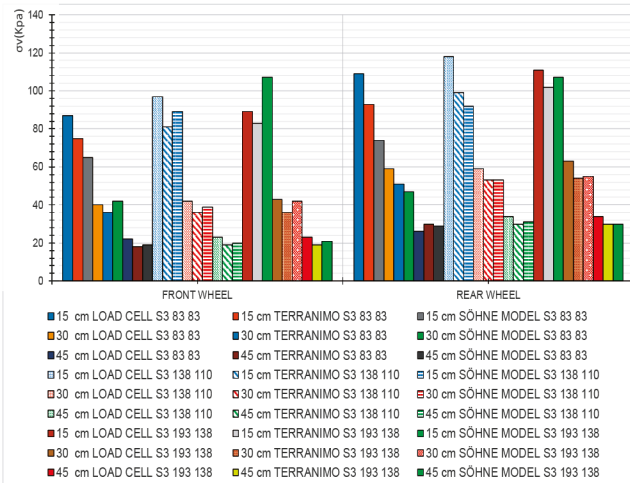


Figura 6. Suelo S2, variación del incremento de esfuerzo vertical.

Variación de la succión matricial en los ensayos de los suelos S1, S2, S3

El monitoreo de la succión matricial se encuentra en la anterior edición de la revista, mismo autor (Torrico, 2022). La novedad del presente trabajo de investigación es conocer el efecto de la succión matricial en los esfuerzos verticales para cada ensayo de campo cuando se ha optado por variar la presión de inflado de los neumáticos. En este sentido se han preparado las siguientes tablas:

Tabla 3. Suelo S1, variación de la succión matricial registrada en las 3 pruebas de campo variando la presión de inflado.

No	Ensayo	Succión Matricial (kPa) registrada por profundidad		
	FW/RW	0.15m	0.30m	0.45m
1	83 83	38	33	30
2	138 110	38	33	30
3	193 138	38	33	30

La tabla 3 muestra los tres ensayos realizados en el suelo S1 variando la presión de inflado en los neumáticos delantero y trasero (FW y RW respectivamente), en el ensayo No. 1 se ha empleado una presión de inflado de 83 KPa en ambos neumáticos y se han registrado valores de la succión matricial de 38 KPa a 0.15 m, 33 KPa a 0.30 m y 30 KPa a 0.45 m de profundidad. En el ensayo No. 2 se ha incrementado la

presión de inflado a 138 KPa en el neumático delantero y 110 KPa en el neumático trasero, se han registrado las mismas succiones que en el ensayo No. 1. En el ensayo No. 3 se ha vuelto a incrementar la presión de inflado hasta 193 KPa en el neumático delantero y 138 KPa en el neumático trasero, se han registrado las mismas succiones que en los ensayos No. 1 y No. 2. Analizando el comportamiento de la succión en los tres ensayos del suelo S1, se observa que esta no ha experimentado variación alguna.

A continuación, en las tablas 4 y 5 se realiza el mismo ejercicio para los suelos S2 y S3 respectivamente; y se ha obtenido el mismo comportamiento de la succión matricial; es decir, esta no ha sufrido ninguna variación con el incremento de la presión de inflado de los neumáticos.

Tabla 4. Suelo S2, variación de la succión matricial registrada en las 3 pruebas de campo variando la presión de inflado.

No	Ensayo	Succión Matricial (kPa) registrada por profundidad.		
	FW/RW	0.15m	0.30m	0.45m
1	83 83	48	43	40
2	138 110	48	43	40
3	193 138	48	43	40

Tabla 5. Suelo S3, variación de la succión matricial registrada en las 3 pruebas de campo variando la presión de inflado.

No	Ensayo	Succión Matricial (kPa) registrada por profundidad.		
	FW/RW	0.15m	0.30m	0.45m
1	83 83	60	52	35
2	138 110	60	52	35
3	193 138	60	52	35

Análisis de la presión de inflado con el incremento de los esfuerzos verticales

Para realizar este análisis, se disponen de mediciones en campo y soluciones analíticas del incremento de los esfuerzos verticales; por

este motivo se ha visto por conveniente utilizar el promedio de estos resultados (Torrico, 2022).

La figura 7 enseña para el suelo S1 la evolución del incremento de esfuerzos verticales con la presión de inflado de los neumáticos, los resultados mostrados en la figura 7 son el promedio de los resultados presentados en la figura 4 para cada caso. Como ejemplo, el primer resultado de 91 KPa que se muestra en la figura 7 es el promedio de los esfuerzos de 104 KPa (medición en campo), 94 KPa (Terranimo) y 74 KPa (solución de Söhne) que se han presentado en la figura 4 (primeras tres barras de los ensayos con el neumático trasero (sector REAR WHEEL).

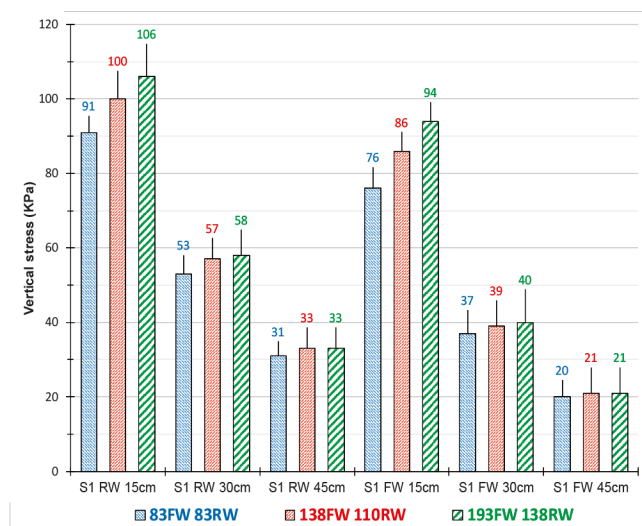


Figura 7. Suelo S1, variación de los esfuerzos verticales con la presión de inflado.

La figura 7 permite ver que en el suelo S1, a la profundidad de 0.15 m, en el neumático trasero (RW) del tractor, el incrementar la presión de inflado de 83 KPa a 138 KPa ha significado un incremento del esfuerzo vertical en el suelo de 91 KPa a 106 KPa; para el neumático delantero (FW), el incrementar la presión de inflado de 83 KPa a 193 KPa, ha significado un incremento del esfuerzo vertical de 76 a 94 KPa. A 0.30 m de profundidad, se ha producido un aumento del esfuerzo vertical más reducido: De 53 KPa a 58 KPa en el caso del neumático trasero, y de 37 KPa a 40 KPa en el caso del neumático delantero. A la profundidad de 0.45 m se ha producido un incremento del esfuerzo vertical más estrecho aún que las otras dos profundidades: De 31 KPa a 33 KPa en el caso del neumático trasero

y de 20 KPa a 21 KPa en el caso del neumático delantero. En las tres profundidades existe el común denominador de que el incremento de la presión de inflado genera incremento del esfuerzo vertical.

Para analizar la variación del esfuerzo vertical en el resto de los suelos S2 y S3, se ha empleado el mismo procedimiento utilizando las figuras 5 y 6 del presente trabajo. A continuación, en las figuras 8 y 9 se muestran los resultados, obteniéndose el mismo comportamiento identificado y explicado en los resultados del suelo S1.

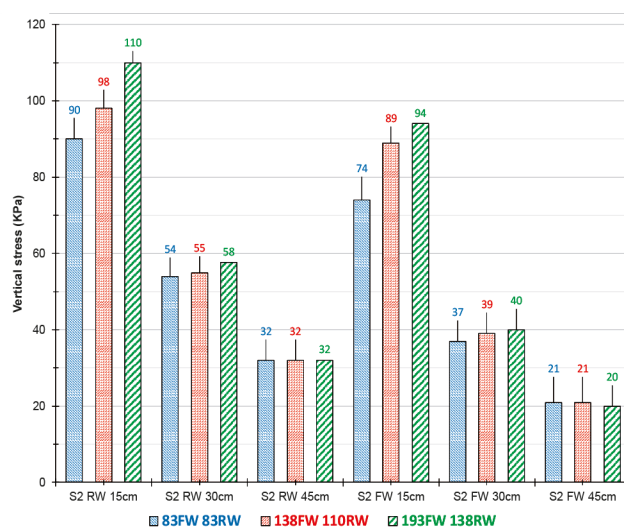


Figura 8. Suelo S2, variación de los esfuerzos verticales con la presión de inflado.

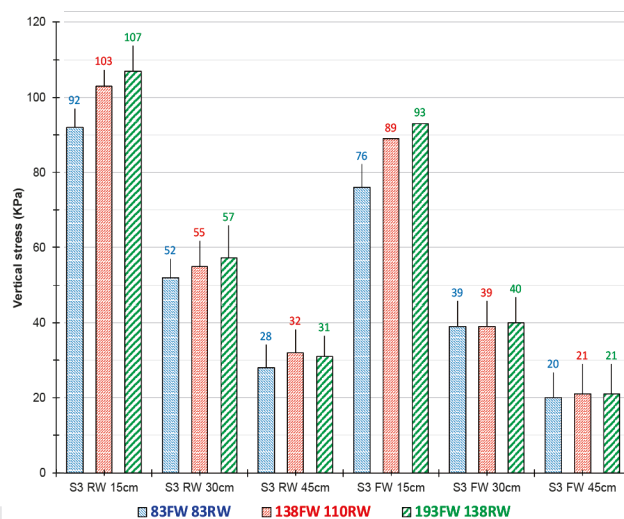


Figura 9. Suelo S3, variación de los esfuerzos verticales con la presión de inflado.

En la figura 8, a diferencia de las figuras 7 y 9, se ha identificado el mayor incremento de esfuerzos verticales a la profundidad de 15 cm que es de 20 KPa (de 90 a 110 KPa), que no difiere mucho con el suelo S1 (15 KPa) y el suelo S3 (15 KPa).

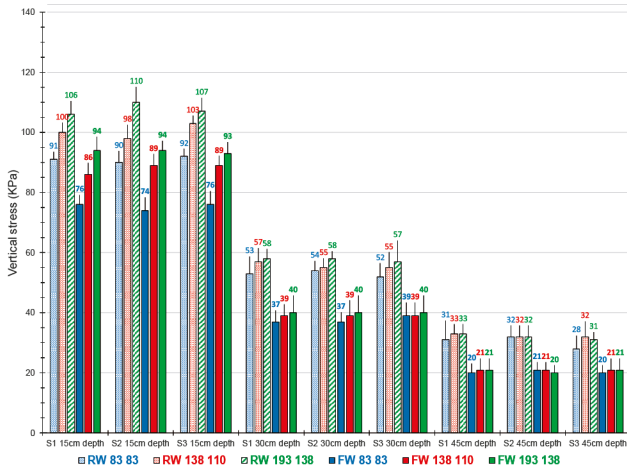


Figura 10. Suelos S1, S2, S3, propagación de esfuerzos verticales según presión de inflado.

La figura 10 muestra un compendio de todos los resultados obtenidos en cuanto a la propagación de esfuerzos verticales, aquí se observa claramente en los 3 suelos (S1, S2, S3) como el incremento en la presión de inflado genera un incremento en la propagación de los esfuerzos verticales tanto en los neumáticos delanteros como en los neumáticos traseros y para todas las profundidades de análisis. Por ejemplo, en el suelo S2 a 0.15 m de profundidad, la variación de la presión de inflado en el neumático trasero desde la presión recomendada de 83 KPa a 138 KPa ha producido un incremento en la propagación de los esfuerzos verticales de 90 KPa a 110 KPa (ver barras con líneas oblicuas azul, rojo y verde del tramo "S2 15cm depth" del gráfico); respecto al neumático delantero, la variación de la presión de inflado de 83 KPa a 193 KPa ha generado un incremento en la propagación de esfuerzos verticales de 74 KPa a 94 KPa (ver barras de color azul rojo y verde del tramo "S2 15cm depth" del gráfico). También, para el mismo caso, si se compara la propagación de esfuerzos verticales por neumático del tractor agrícola, la figura 10 también muestra que en el neumático trasero la propagación de esfuerzos

es mayor (110 KPa en la condición de presión de inflado máxima) que en la del neumático delantero (94 KPa en la condición de presión de inflado máxima).

La figura 10 además muestra el cómo, independientemente de las condiciones de presión de inflado empleadas, la propagación de esfuerzos verticales se va estrechando a medida que la profundidad de análisis va aumentando: En el lado izquierdo de la figura se encuentran los resultados de esfuerzos verticales a la profundidad de 0.15 m y se observa una brecha bien definida entre ensayos que ha llegado hasta los 20 KPa en el caso del suelo S2 tanto para el neumático delantero como para el trasero. A medida que se recorre hacia la derecha en la figura, la profundidad de análisis va aumentando y esa brecha va decreciendo. En la figura 10 se muestra que, a la profundidad de 0.45 m la brecha ha disminuido hasta 1 KPa (de 20 a 21 KPa) en el caso del neumático delantero en los 3 suelos ensayados S1, S2, S3, mientras que para el neumático trasero esa brecha ha alcanzado un valor nulo en el suelo S2. De ahí que, en el lado derecho de la figura, se observan grupos de 3 barras de casi la misma altura (en el tramo "S2 45cm depth" de la figura).

Efecto de la succión matricial en el incremento de esfuerzos verticales

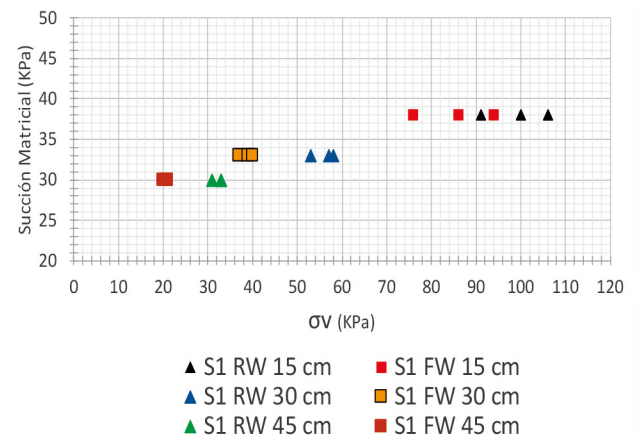


Figura 11. Suelo S1, variación de la succión matricial con el incremento del esfuerzo vertical.

La figura 11 muestra que, para cada profundidad de análisis, la succión matricial se mantiene

intacta con el incremento de esfuerzos verticales tanto en el neumático delantero como en el neumático trasero. Por ejemplo, a la profundidad de 0.15 m el esfuerzo vertical ha variado con la presión de inflado en 76 KPa, 86 KPa y 94 KPa para el neumático delantero (marcadores cuadrados de color rojo leyenda "S1 FW 15cm"); pero la succión matricial se ha mantenido constante en un valor de 38 Kpa

Ha acontecido el mismo comportamiento con el neumático trasero del tractor (leyenda "S1 RW 15cm"), como se puede ver en los marcadores triangulares de color negro: El esfuerzo vertical ha variado en 91 KPa, 100 KPa y 106 KPa, pero la succión matricial se ha mantenido constante en 38 Kpa. La figura 11 también muestra que la succión matricial está disminuyendo con la profundidad de análisis: A 0.15 m de profundidad la succión es de 38 KPa, a 0.30 m, 33 KPa y a 0.45 m, 30 KPa; esto da a entender la presencia de una mayor humedad a 0.30 m y 0.45 m.

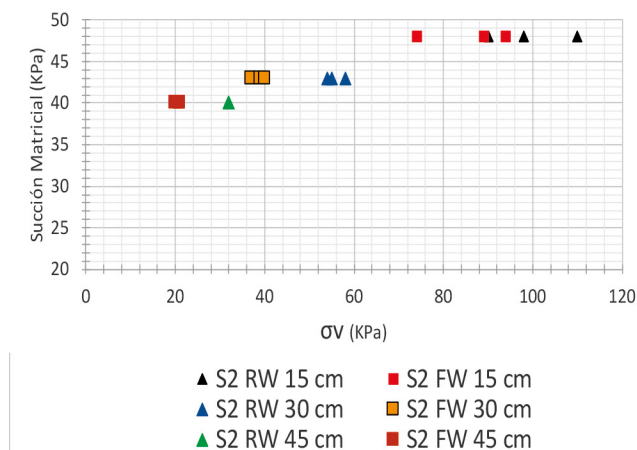


Figura 12. Suelo S2, variación de la succión matricial con el incremento del esfuerzo vertical.

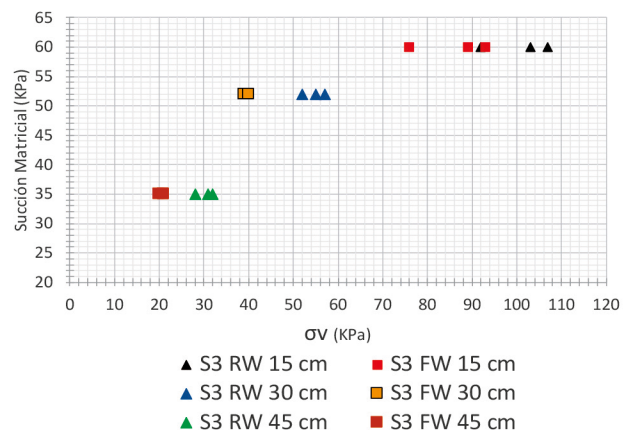


Figura 13. Suelo S3, variación de la succión matricial con el incremento del esfuerzo vertical.

En las figuras 12 y 13 se muestra la variación de la succión con el incremento del esfuerzo vertical en los suelos S2 y S3, se ha obtenido el mismo comportamiento estable de la succión para toda variación del esfuerzo vertical debido al cambio de la presión de inflado de los neumáticos. Cabe hacer notar que las succiones matriciales en estos suelos han sido superiores que en el suelo S1 para una misma condición.

Finalmente, con los resultados de la figura 10 y de las figuras 11, 12 y 13, se ha llegado a conformar la siguiente figura 14, que nos permite evaluar el efecto de la succión matricial en el incremento de esfuerzo vertical:

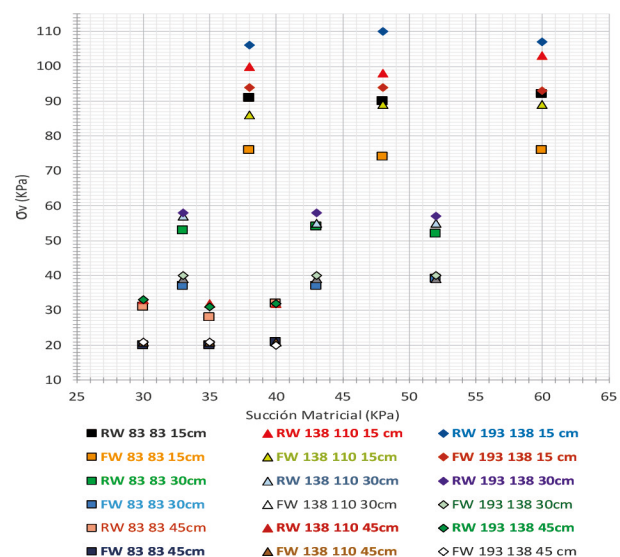


Figura 14. Efecto de la succión matricial en el incremento de los esfuerzos verticales.

Utilizando la figura 14, tomando como ejemplo los resultados del marcador de color naranja (FW 83 83 15cm) que corresponden a los 3 ensayos realizados en condiciones de presión de inflado recomendada (83 KPa aplicados al neumático delantero y 83 KPa al neumático trasero) para el neumático delantero (FW) a una profundidad de 0.15 m, se aprecia que la succión ha experimentado valores de 38 KPa en el caso del suelo S1, 48 KPa en el suelo S2 y 60 KPa en el suelo S3. En el caso del esfuerzo vertical, se observa que se ha generado un valor de 76 KPa en el suelo S1, 74 KPa en el suelo S2 y nuevamente 76 KPa en el suelo S3. Comparando los resultados de la succión matricial, esta ha variado en 10 KPa, del suelo S1 al suelo S2, y 22 KPa, en lo que respecta del suelo S1 al suelo S3; es decir la succión ha experimentado una variación en 22 KPa en estos tres ensayos. Respecto a los resultados del incremento del esfuerzo vertical, este ha decrecido en 2 KPa, del suelo S1 al suelo S2, y se ha mantenido constante, en lo que respecta del suelo S1 al suelo S3; es decir el incremento del esfuerzo vertical ha experimentado una variación en 2 KPa en estos tres ensayos. Es decir, 22 KPa de variación en la succión matricial han tenido un efecto prácticamente nulo de 2 KPa en el incremento de los esfuerzos verticales. En el resto de los resultados, se ha identificado el mismo comportamiento tal y como se puede apreciar en la Figura 14; de manera que, si trazáramos líneas de tendencia para cada caso planteado, estas líneas serían prácticamente horizontales por la baja o casi nula influencia de la succión matricial en el incremento de esfuerzos verticales.

Entonces, la figura 14 muestra que, para unas mismas condiciones de ensayo, pero en suelos distintos, el efecto de la succión matricial en el incremento de los esfuerzos verticales es pequeño o prácticamente nulo, esto para todas las condiciones de presión de inflado definidas; incluso se puede apreciar que para las succiones matriciales máximas registradas que han llegado a importantes valores de 60 KPa, esto no ha significado variación importante en el incremento de los esfuerzos verticales.

De manera que, la variación en la succión matricial identificada en estos ensayos ha influido mínimamente en el incremento de los esfuerzos verticales.

CONCLUSIONES

La presente investigación concluye que, la succión matricial registrada en campo con los tensiómetros Red Fill, que ha variado en los tres terrenos de experimentación seleccionados S1, S2 y S3, no ha tenido un efecto significativo en el incremento de los esfuerzos verticales que se han alcanzado en los nueve ensayos de campo realizados variando la presión de inflado (condiciones de presión recomendada, intermedia y máxima) de los neumáticos del tractor agrícola modelo John Deere 6110 D en la localidad de Tarabuco.

El mayor efecto de la succión matricial que se ha identificado, en los ensayos realizados en el presente trabajo de investigación, ha sido a la profundidad de quince centímetros de estudio, en el neumático trasero (RW) y con las condiciones de presión de inflado intermedia (138 KPa para el neumático delantero y 110 KPa para el trasero) y presión de inflado máxima (193 KPa para el neumático delantero y 138 KPa para el trasero). En el ensayo a condiciones de presión de inflado intermedia, el efecto de la succión ha generado una variación en el incremento de esfuerzos verticales de 5 KPa, que representa un porcentaje de variación del esfuerzo del 4.98 %, que es muy reducido en comparación a la magnitud de los esfuerzos obtenidos. En el ensayo realizado en condiciones de presión de inflado máxima, el efecto de la succión matricial ha generado una variación una variación en el incremento de los esfuerzos verticales de 4 KPa, que representa un porcentaje de variación del esfuerzo vertical del 3.72 %, variación poco ponderable en comparación a la magnitud de los esfuerzos obtenidos en estas condiciones de ensayo.

En el resto de los ensayos realizados en el presente trabajo de investigación, los resultados proporcionan aún menores valores del

incremento del esfuerzo vertical por efecto de la succión matricial, en los cuales su variación oscila en el rango de cero a tres kilo pascales. De todos estos resultados, merecen la mención especial tres ensayos en los cuales se ha identificado una nula variación del incremento del esfuerzo vertical, es decir 0 Kpa. En estos ensayos la succión matricial ha tenido un efecto nulo en el incremento de los esfuerzos verticales. Estos ensayos corresponden al neumático delantero (los tres), a las profundidades de 30 centímetros (dos) y 45 centímetros (uno) y en las condiciones de presión de inflado intermedia (dos) y máxima (uno) y están identificados a lo largo de todo el trabajo como los ensayos FW 138 110 30cm, FW 193 138 30cm y FW 138 110 45cm.

Por otro lado, si tomamos en cuenta la variación de succión matricial registrada por profundidad e lo largo de los tres terrenos de experimentación, esta tampoco ha representado ningún efecto en el incremento de los esfuerzos verticales obtenidos. Se hace notar que todos los ensayos han sido conducidos en condiciones ambientales de clima seco.

Resulta importante hacer notar en el presente trabajo que la profundidad en la que se ha registrado el mayor efecto de la succión matricial en el incremento del esfuerzo vertical, ha sido la profundidad de quince centímetros. La mayor variación del incremento de los esfuerzos verticales con la presión de inflado de los neumáticos, que ha sido ampliamente desarrollada en la anterior edición de esta revista (Torrico, 2022) también se ha identificado a esta profundidad de quince centímetros. Por lo tanto, la profundidad crítica de análisis en este trabajo ha sido la profundidad de quince centímetros, esto por ser la más superficial.

El presente trabajo de investigación está enfocado en los suelos agrícolas de Tarabuco, sin embargo, este tiene una gran aplicación en el campo de la ingeniería civil en el sentido que la succión matricial se considera como una medición indirecta de la resistencia a la tracción del suelo, y es un aporte más para comprender la capacidad del suelo para mantener esfuerzos de tracción sin perder su estabilidad, en especial

en el momento de la acción de cargas externas. Con la comprensión de este fenómeno es posible diseñar y construir estructuras, en todas las áreas de la ingeniería civil, que van a poder soportar condiciones ambientales variables en su etapa de operación, conllevando a ser una herramienta más para la ejecución de proyectos civiles más seguros y sostenibles.

Para futuras investigaciones, de acuerdo con el diseño experimental de nuestro estudio de doctorado, se tiene planificado realizar la modelación de los estudios de campo conducidos en el presente trabajo, pero ahora utilizando el software PLAXIS 2D. Para conducir esta actividad, previamente se realizarán estudios de laboratorio con el equipo triaxial de suelos no saturados para determinar el módulo elástico del suelo analizado y también su coeficiente de poisson, pues estas propiedades mecánicas del suelo son parámetros de entrada que este software avanzado requiere, a diferencia del software Terranimo y la solución de Söhne. También se tienen planificado realizar ensayos de presión de consolidación para compararlos con los resultados proporcionados por el software TERRANIMO y verificar si los estados tensionales del esfuerzo vertical alcanzados en el suelo con el paso del tractor agrícola, provocan que este perfil de suelo analizado permanezca en estado elástico o ingrese en un estado plástico. Finalmente, se tiene planificado seguir el mismo procedimiento experimental, pero ahora en condiciones saturadas, es decir después de una lluvia y comparar los resultados de ambos estudios en condiciones ambientales seca y húmeda.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo de investigación ha sido financiado por la cooperación internacional VLIR-UOS (Consejo Flamenco de Interuniversidades para la cooperación y el desarrollo). Agradecemos a VLIR-UOS por el financiamiento bajo el proyecto de investigación VLIR ZEIN2016PR416-75155. El terreno para realizar los ensayos, así como el tractor agrícola utilizado en los ensayos con las células de

carga, han sido gentilmente facilitados por la Honorable Alcaldía del Municipio de Tarabuco.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Hartge, K. H. & Horn, R. (2016). *Essential Soil Physics* 1st Edition. Gulde-Druck GmbH & Co. KG. **ISBN 978-3-510-65289-1**.

Torricon, J.A., Di Emidio, G., Cornellis, W., Rojas, J.C., & Bezuijen, A. (2022). Efecto de la presión de los neumáticos en la distribución de esfuerzos verticales generados por el paso de un tractor en un perfil limo arenoso. **3**, 37-45. **ISSN 2709-7048**.

Lamandé, M., and Schjffnning, P. (2011). Transmission of vertical stress in a real soil profile. Part I: Site description, evaluation of the Söhne model, and the effect of topsoil tillage. *Soil Till. Res.* **114**, 57-70, doi: [10.1016/j.still.2011.05.004](https://doi.org/10.1016/j.still.2011.05.004).

Damme, L., Stettler, M., Pinet, F., Vervaet, P., Keller, T., Mounkholm, L., and Lamandé, M. (2019). The contribution of the tyre evolution to the reduction of soil compaction risks. *Soil Till. Res.* **194**, 104283, doi: [10.1016/j.still.2019.05.029](https://doi.org/10.1016/j.still.2019.05.029).

DEERE & COMPANY. (2008). *Manual del operador tractors 6100D, 6110D, 6115D, 6125D, 6130D y 6140D Edición H8 (español)*. Industrias John Deere S.A. de C.V. **A John Deere ILLUSTRATION Manual**.

FIRESTONE AGRICULTURAL & TRACTOR TIRES. (2020). Load and inflation. **FirestoneAg.com**.

Torricon, J.A., Miranda, S., Cornellis, W., Rojas, J.C., Di Emidio, G., & Bezuijen, A. (2021). Matric suction effect on distribution of stresses caused by vehicle wheels on a bare silty sand. *PanAm-Un-*

sat 2021: 3rd Pan-American Conference on Unsaturated Soils. **337**, 03004. <https://doi.org/10.1051/mateconf/202133703004>

Torricon, J.A., Miranda, S., Cornellis, W., Rojas, J.C., Di Emidio, G., & Bezuijen, A. (2020). Medición del incremento de esfuerzos verticales generados por un vehículo en una arena limosa. *Ingenium*. **1**, 123-128.

López, R. (2020). Prevention of soil compaction by agricultural operations: a geotechnical perspective. Master Thesis. **Ghent University**, Faculty of Engineering and Architecture. Ghent, Belgium.

Söhne, W. (1958). Fundamentals of pressure distribution and soil compaction under tractor tyres. *Agricultural Engineering*. **39**, 276-281 290.

Torricon, J.A., Miranda, S., Cornellis, W., Rojas, J.C., Di Emidio, G., & Bezuijen, A. (2021). Efecto de la succión matricial en la distribución de esfuerzos verticales generados por el paso de un vehículo en una arena limosa bajo diferentes condiciones ambientales. *Ingenium*. **2**, 15-21.

Lamandé, M., Keller, T., Berisso, F., Stettler, M., and Schjffnning, P. (2015). Accuracy of soil stress measurements as affected by transducer dimensions and shape. *Soil Till. Res.* **145**, 72-77, doi: [10.1016/j.still.2014.08.011](https://doi.org/10.1016/j.still.2014.08.011).



REALIZAMOS

- **ASESORAMIENTO TÉCNICO ESPECIALIZADO EN ESTUDIOS HIDROLÓGICOS, HIDROGEOLÓGICOS, HIDRÁULICOS Y SANITARIOS.**
- **HIDROMETRÍA (AFOROS EN RÍOS, CANALES, TUBERÍAS).**
- **ENSAYOS DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA (SEV Y TOMOGRAFÍA 2D).**
- **ESTUDIOS Y ASESORAMIENTO EN HIDROLOGÍA SUPERFICIAL.**
- **ESTUDIOS DE ASESORAMIENTO EN HIDROLOGÍA SUBTERRANEA.**
- **MODELACIÓN FÍSICA Y NUMÉRICA EN INGENIERÍA HIDRÁULICA.**
- **ESTUDIO Y CONTROL DE ZONAS DE INUNDACIÓN.**
- **ESTUDIOS DE REDES DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO.**
- **ANÁLISIS DE PARÁMETROS FÍSICOS • QUÍMICOS DE CAMPO.**

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN TIPO K0 EN APARATO TRIAXIAL NO SATURADO

Barahona, C.

Investigador en el área de geotecnia de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: christianbarahona07@outlook.com

Recibido: Aceptado: Publicado:

RESUMEN

Debido a que varios suelos naturales han sido depositados bajo deformación lateral nula, vale la pena realizar ensayos triaxiales sin deformaciones laterales conocidos como consolidación K0. En este caso el valor real de K0 no se conoce de antemano. Para medir este valor, se utiliza un software para controlar una celda triaxial de tipo Bishop y Wesley. El software puede operar tres controladores de volumen de presión digitales que miden y controlan el cambio de volumen y la presión del agua de poro, el esfuerzo radial y el esfuerzo o deformación axial.

Este artículo describe una muestra de prueba de consolidación K0 con deformación radial aproximadamente cero. Usando el transductor de deformación local LVDT, las deformaciones radiales se pueden medir mediante la conversión del volumen de la celda interna. Por lo tanto, la deformación radial se puede monitorear continuamente durante el proceso de consolidación. El hecho de que el cambio de volumen de la muestra de suelo siempre debe ser igual a la deformación vertical mantiene constante el área de la sección transversal promedio. En esta investigación se aplica una tasa constante de deformación axial y mediante una señal de retroalimentación del transductor de deformación local horizontal se controla la tensión radial para mantener la deformación radial cero. A partir de los resultados de varias pruebas triaxiales, se encuentra que el uso de una celda de un aparato triaxial es útil para investigar el valor real de K0 en la consolidación.

Palabras clave: consolidacion, no saturado, K0.

ABSTRACT

Triaxial experiments without lateral deformations, also known as K0 consolidation, are worthwhile because many natural soils were formed under conditions of zero lateral strain. The actual K0 value in this instance cannot be predicted in advance. A Bishop and Wesley stress route cell is controlled by software in order to measure this value. Three digital pressure volume controllers that measure and control volume change, pore water pressure, radial stress, and axial stress or strain can be operated by the application of software.

In this study, a K0 consolidation test sample with no radial strain is described. Radial deformations on the soil specimen can be precisely monitored using the horizontal LVDT local strain transducer. So, during the consolidation process, radial strain can be continuously measured. The average cross-sectional area is maintained constant by the guiding principle that the volume change of the soil

specimen must always be equal to the vertical deformation. A constant rate of axial deformation is used in this study, and the radial stress is controlled to maintain a zero-radial strain by the use of a feedback signal from the horizontal local strain transducer. The employment of a triaxial apparatus stress path cell is found to be effective for examining the genuine K_0 value in consolidation, according to the findings of various triaxial tests.

Key words: consolidation, unsaturated soil, K_0 .

INTRODUCCIÓN

Los suelos in situ tienen diferentes esfuerzos en direcciones verticales y horizontales.

Expresado por el coeficiente de presión del suelo en reposo, K_0 . K_0 es la relación entre el esfuerzo horizontal efectivo, σ'_h , y el esfuerzo vertical efectivo, σ'_v , en un suelo que existe bajo la condición sin deformación horizontal como se muestra en la ecuación.

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

En la mayoría de los casos K_0 difiere de la unidad. Desde Bishop y Henkel (1962) han introducido la prueba triaxial K_0 , hay muchas investigaciones que utilizan esta técnica: Lewin (1971), Abdelhamid y Krizek (1976), Menzies et al. (1977), Vincenzo (1981), Atkinson et al. (1987), Germaine y Ladd (1988), Tatsuoka (1988), Sheahan et al. (1990), Thooft (1992), Zdravkovip y Jardine (2000). Algunas investigaciones muestran resultados de pruebas triaxiales controladas por computadora: Menzies (1988), Lo Presti et al (1995), Sheahan et al. (1990) y Peaje (1999). Este artículo también se centra en la control y medición de pruebas triaxiales de consolidación K_0 utilizando control por computadora. De igual manera, se describe la configuración completa de un triaxial modificado tipo Bishop y Wesley con sensores de tensión locales. El software especializado se utiliza para controlar las tensiones aplicadas y monitorear cambios de volumen y deformaciones.

Utilizando sensores de deformación locales, se pueden medir directamente las deformaciones verticales y horizontales en una muestra de suelo. Los detalles de la aplicación de estos sensores de tensión locales se describen claramente en Clayton y Khattrush (1986) y Clayton et al. (1989).

MATERIALES Y MÉTODOS

En el Laboratorio de Mecánica de Suelos, se utilizó una celda triaxial hidráulica controlada por computadora para realizar la prueba de consolidación triaxial K_0 .

Las pruebas de laboratorio en muestras de suelo de arena limosa no saturada descritas en este documento, consisten en pruebas de compresión triaxial a succión constante, realizadas en muestras reconstituidas.

El material se sumergió preliminarmente en agua destilada durante 24 h, sometiéndose a varios ciclos de vacío. Las propiedades iniciales de las muestras naturales se resumen en la Tabla 1.

Por lo general, las etapas de ecualización requerían aproximadamente de 3 a 4 días para cada incremento de succión.

Los ensayos de compresión triaxial se realizaron mediante un sistema automatizado servo-controlado para suelos no saturados equipado con una celda triaxial de doble pared Bishop and Wesley modificada, fabricada por Megaris (Caserta, Italia). El prototipo de este aparato fue puesto en marcha por primera vez por Rojas

(2009) y se describe completamente en Rojas (2008).

El sistema, que se muestra esquemáticamente en la Fig. 1, ha sido diseñado específicamente para probar muestras cilíndricas de 38 mm de diámetro y 76 mm de alto.

El fluido celular es aire; por lo tanto, la celda exterior de Perspex está rodeada por un escudo cilíndrico de acero. La succión se controla aplicando, controlando y midiendo valores positivos independientes de las presiones del aire intersticial y del agua intersticial (técnica de traslación del eje). Las deformaciones axiales fueron medidas por medio de transductores IVDT externos, mientras que las deformaciones volumétricas se infirieron a partir de las deformaciones radiales medidas. El sistema utilizado para determinar las deformaciones radiales consta de un cilindro interior de aluminio lleno de agua, que rodea la muestra; cualquier variación en el nivel del agua está relacionada con la deformación de la muestra. Se utiliza una bureta de vidrio, llena de agua y mantenida a la misma presión de celda, para fijar una presión de referencia.

Luego, se usa un transductor de presión diferencial (precisión de $6,0 \times 10^{-3}$ kPa) para medir la diferencia de presión entre el agua contenida en la celda interna y la bureta de referencia.

El equipo adoptado para medir los cambios en el contenido de agua consta de dos buretas, una conectada al circuito de drenaje en la base del pedestal, debajo de la piedra porosa de alto valor de entrada de aire, la otra utilizada como nivel de referencia (Fig. 1). El agua que llena las buretas se mantiene a la misma presión de agua. En este caso, un transductor diferencial de presión se utiliza para medir la diferencia de nivel.

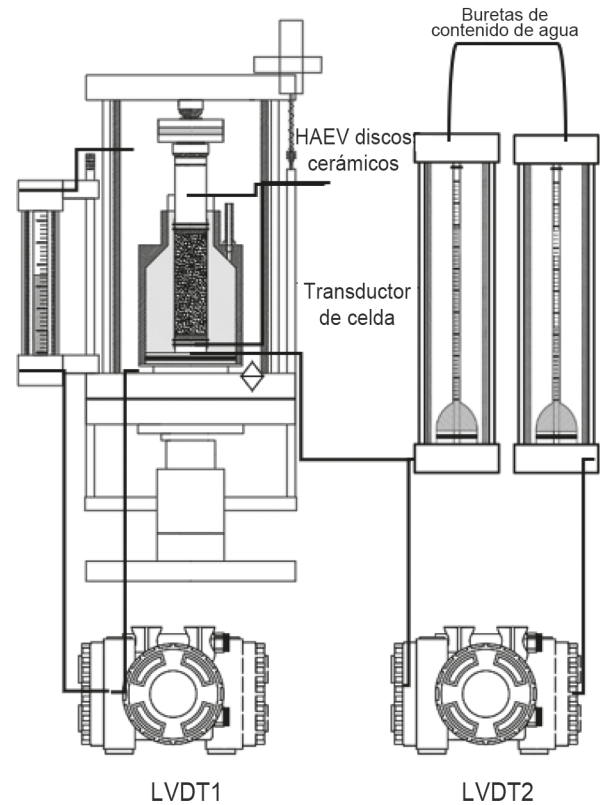


Fig. 1 Sistema de medición en el aparato triaxial (adaptado de Rojas 2009).

La Tabla 1 resume el contenido de agua inicial (w_0), la relación de vacíos (e_0) y el grado de saturación (S_{r0}) de todas las muestras.

Tabla 1. Propiedades de suelo utilizado

Origen de suelo	Sucre, Bolivia
USCS Símbolo clasificación	SM
Gravedad específica, G_s	2.67
Porcentaje de agua, %w	8.00%
Relación de vacíos inicial, e	0.52
Saturación inicial, S	40.80%

Para poder conocer el comportamiento del suelo condiciones de esfuerzo lateral cero. Se emplean pruebas que se conocen como consolidación K_0 . La prueba K_0 consolida una muestra de suelo saturado a deformación horizontal nula, manteniendo constante el área de la sección transversal.

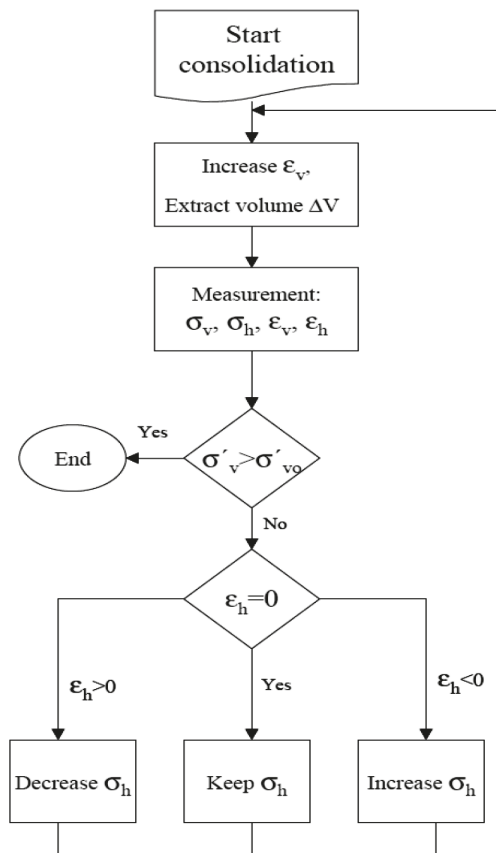
La deformación horizontal de la muestra debe estar en el rango de $\pm 1 \mu\text{m}$. El cambio de volumen en el conducto de agua intersticial

debe ser siempre el mismo que el valor de la multiplicación de la deformación axial y el área de la sección transversal original. Es importante monitorear el exceso de presión de poro durante la prueba.

La Figura 2 muestra el diagrama de flujo del procedimiento de consolidación K_0 . En condiciones en las que el área de la muestra de suelo y la sección transversal se mantiene constante, se extrae un volumen de agua igual al cambio de volumen de la muestra a la misma velocidad de variación de deformación axial. Las válvulas de presión de poro de agua y presión de poro de aire, se mantienen abiertas para evitar exceso de presiones de poro.

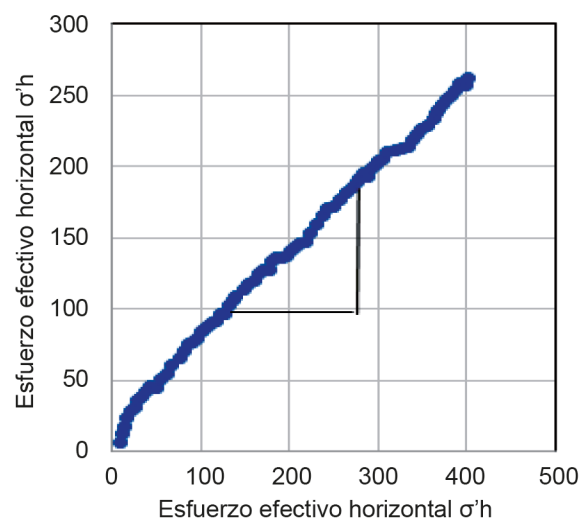
La prueba se realiza con una tasa de deformación axial de 0,1 mm/hora. Durante este aumento de la deformación axial, la deformación horizontal se mide y se mantiene constante ajustando al esfuerzo radial. En caso de que aumente la deformación horizontal, la tensión radial también aumenta en intervalos de 2 kPa para mantener constante el área de la sección transversal de la muestra de suelo.

De manera opuesta, si la deformación horizontal disminuye, el esfuerzo radial disminuye a la misma velocidad de 2 kPa. La prueba se detendrá cuando se alcance el esfuerzo vertical efectiva objetivo, σ'_{v0} .


Fig. 2 Diagrama de flujo para ensayo K_0

RESULTADOS EXPERIMENTALES

La Figura 3 presenta el valor K_0 de la muestra reconstituida en condiciones de deformación constante, el valor de 0,601 se calcula a partir de la pendiente del gráfico σ'_h versus σ'_v . Utilizando la fórmula de Jaky, se calcula un ángulo de fricción drenado de 31° .


Fig. 3 Consolidación K_0 de muestra

CONCLUSIONES

El ensayo triaxial ofrece la posibilidad de realizar la prueba triaxial de consolidación K_0 de manera totalmente efectiva. El valor de K_0 se puede obtener a partir de la pendiente de la gráfica σ'_h versus σ'_v durante la prueba K_0 . Sin embargo, para este tipo de pruebas, se recomienda utilizar sensores de deformación locales, ya que existe la ventaja de monitorear las deformaciones directamente en la muestra.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abdelhamid, M.S. and Krizek, R.J. 1976. At-rest lateral earth pressure of a consolidating clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 102, No. GT7, 721-738.
- Atkinson, J.H., Richardson, D. and Robinson, P.J. 1987. Compression and extension of K_0 normally consolidated Kaolin clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 13, No. 12, 1468-1482.
- Bishop, A.W. and Henkel, D.J. 1962. *The measurement of soil properties in the triaxial test*. London: Edward Arnold.
- Bishop, A.W. Wesley, L.D. 1975. A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing, *Géotechnique*, Vol. 25, No. 4, 657-670.
- Clayton, C.R., Khattrush, S.A., Bica, A.D.V. and Siddique, A. 1989. The use of Hall effect semiconductors in geotechnical instrumentation. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.12, No.1, pp. 69-76.
- Clayton, C.R. and Khattrush, S.A. 1987, A new device for measuring local axial strains on triaxial specimens. *Géotechnique*, Vol. 36, No. 4, 593-597.
- Menzies, B.K. 1988. A computer controlled hydraulic triaxial testing system. *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP 977, 82-94.
- Menzies, B.K., Sutton, H. and Davies, R.E. 1977. A new system for automatically simulating K_0 consolidation and K_0 swelling in the conventional triaxial cell. *Géotechnique*, Vol. 27, No. 4, 593-596.
- Germaine, J.T. and Ladd, C.C. 1988. Triaxial testing of saturated cohesive soils. *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP 977, 421-459.
- Lewin, P.I. 1971. Use of servo mechanics for volume change measurement and K_0 consolidation. *Géotechnique*, Vol. 21 No. 3, 259-262.
- Lo Presti, D.C.F., Pallara, O. and Puci, I. 1995. A modified commercial triaxial testing system for small strain measurements: preliminary results on Pisa clay. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 18, No. 1, 15-31.
- Rojas, J.C., 2008. Loading Rate Effect On The Mechanical Behaviour Of A Pyroclastic Soil. *Università degli Studi di Napoli Federico II*, Napoli, Italy.
- Scholey, G.K., Frost, J.D., Lo Presti, D.C.F. and Jamiolkowski, M. 1995. A review of instrumentation for measuring small strains during triaxial testing of soil specimens. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 18, No. 2, 137-156.
- Sheahan, T.C., Germaine, J.T. and Ladd, C.C. 1990. Automated triaxial testing of soft clays: an upgraded commercial system. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 13, No. 3, 153-163.
- Standards of Japanese Geotechnical Society for Laboratory Shear Test 1999. JGS.
- Tatsuoka, F. 1988. Some recent developments in triaxial testing systems for cohesionless soils. *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP 977, 7-67.
- Thooft, K. 1992. Triaxial tests with general stress paths for static and cyclic loading. *Proceedings of International conference in Geotechnics and computers*, 29-30 September, Paris.
- Toll, D.G. 1999. A data acquisition and control system for geotechnical testing. *Computing Developments in Civil and Structural Engineering*, Edinburgh: Civil-Comp Press, 237-242.
- Vincenzo, S. 1981. Behavior of an overconsolidated sensitive clay in drained K_0 -triaxial tests. *Laboratory Shear Strength of Soil*, ASTM STP 740, American Society for Testing and Materials, 619-630.
- Zdravkovi, L. and Jardine, J. 2000. Undrained anisotropy of K_0 - consolidated silt. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37, 178-200.

LABORATORIO DE HORMIGONES



EL EMPLEO EN EL SECTOR DE LA CONSTRUCCIÓN COMO ELEMENTO DINÁMICO DE LA ECONOMÍA

Arancibia Carpio, J. C.

Docente de la asignatura de Preparación y Evaluación de Proyectos de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia.
E-mail: juancarlosarancibiacarpio@gmail.com.

RESUMEN

El presente trabajo de investigación analiza el empleo en el sector de la construcción como elemento dinámico de la economía, durante el periodo 2011 - 2022 desarrollando las siguientes actividades:

1. Se inició con la búsqueda de datos relevantes referidos al tema en cuestión para adecuar la metodología al contexto social donde se realiza la investigación.
2. Se verificó información estadística referida a la Actividad de la Construcción en Bolivia entre los periodos 2011 - 2022.
3. Se hizo una revisión de la normativa vigente respecto al Sector de la Construcción a nivel Nacional y Local.

En primera instancia la investigación fue de tipo exploratoria para conseguir información secundaria que permita familiarizarse con la temática y problema de investigación; posteriormente, la investigación se tornó descriptiva para plasmar la realidad del Empleo en el Sector de la Construcción en Bolivia como elemento dinámico de la economía. Para el estudio se tomó como muestra el comportamiento económico del sector de la construcción de Bolivia, oferta de la construcción, demanda de la construcción, empleo de la construcción y análisis de la vivienda.

El estudio consideró el Producto Interno Bruto a precios constantes según actividad económica 2011-2022, Crecimiento del PIB a precios constantes según actividad económica 2011-2022, participación del sector de la construcción en el PIB a precios constantes 2011-2022, oferta de construcción, demanda de la construcción, empleo en la construcción, vivienda y saneamiento básico, las mismas han sido de objeto de estudio para tener mayor conocimiento de la realidad del Sector de la Construcción de Bolivia: sin embargo, se llevó a cabo la aplicación del instrumento de recolección de información como es la observación.

Finalmente, destacar la existencia de dos Reglamentos: Reglamento Boliviano de la Construcción y el Reglamento para el Desarrollo de las Actividades Económicas en el Sector de la Construcción, asimismo, la Guía Boliviana de la Construcción de Edificaciones.

Palabras clave: Producto Interno Bruto (PIB), índice del Costo de la Construcción.

ABSTRACT

This research work analyzes employment in the construction sector as a dynamic element of the economy, during the period 2011 - 2022, developing the following activities:

1. It began with the search for relevant data related to the topic in question to adapt the methodology to the social context where the research is carried out.
2. Statistical information referring to Construction Activity in Bolivia was verified between the periods 2011 - 2022.
3. A review of the current regulations regarding the Construction Sector at the National and Local level was carried out.

In the first instance, the research was exploratory to obtain secondary information that allows familiarization with the topic and research problem; Subsequently, the research became descriptive to capture the reality of Employment in the Construction Sector in Bolivia as a dynamic element of the economy. For the study, the economic behavior of the Bolivian construction sector, construction supply, construction demand, construction employment and housing analysis was taken as a sample. The study considered the Gross Domestic Product at constant prices according to economic activity 2011-2022, GDP growth at constant prices according to economic activity 2011-2022, participation of the construction sector in the GDP at constant prices 2011-2022, construction supply, construction demand, employment in construction, housing and basic sanitation, these have been the object of study to have greater knowledge of the reality of the Bolivian Construction Sector: however, the application of the instrument of information collection such as observation.

Finally, highlight the existence of two Regulations: Bolivian Construction Regulations and the Regulations for the Development of Economic Activities in the Construction Sector, as well as the Bolivian Guide to the Construction of Buildings.

Key words: Gross Domestic Product (GDP), Construction Cost Index.

INTRODUCCIÓN

El empleo desempeña un papel fundamental en la economía, y la formulación de la política del desarrollo, la duración del empleo depende de un conjunto de factores reflejadas en la expansión o contracción de la actividad económica, la característica de la estructura del mercado de trabajo y la composición de la población económicamente activa, para mejorar la calidad de la prestación del servicio laboral algunos países suelen centrar la atención en la capacitación de la formación técnica con el fin que la actividad prestada sea más confortable y la permanencia en el puesto de trabajo sea de largo plazo.

La remuneración salarial de la mano de obra no calificada suele estar más cerca del mínimo nacional, en cambio el trabajo calificado percibirá un mejor salario, que en última instancia se traduce en la capacidad de compra de bienes, servicios en los diferentes mercados para la satisfacción de las necesidades más imperativas del trabajador, es muy posibles que los cambios en los salarios permitirán el aumento o la disminución de la tasa de desempleo.

Los estados nacionales diseñan políticas públicas activas para generar empleo en los diferentes escenarios de la economía nacional para hacer frente a los problemas sociales siendo la razón principal la reducción del desempleo, la evidencia empírica ha demostrado algunas experiencias de programas de asistencia por medio de subsidios directos para estimular el consumo de la población y el comportamiento de la economía se mueva en determinados niveles de proyecciones estimadas.

La historia de la economía, es muy elocuente al poner manifiesto que el sector de la construcción atenuado las crisis económicas, y en algunos casos la reconstrucción de estados nacionales post bélicos, se la realiza para estabilizar la economía y siga el curso normal del desarrollo económico.

De esta manera, el análisis social y económico pretende abarcar una variable económica, tan importante como es el empleo en el sector de la construcción, debido a que se considera que es el sector de mayor absorción de mano de obra no calificada.

MATERIALES Y MÉTODOS

Se aplicó la investigación de tipo exploratorio con el fin de obtener información secundaria que permita familiarizarse con la temática y problema de investigación aplicando el método bibliográfico; luego la investigación es descriptiva, empleando el método analítico y estadístico.

Al concluir con la etapa de recolección de información, se procedió a la edición de los mismos verificando con el informe presentado a la Carrera de Ingeniería Civil, de esta manera, otorgar confiabilidad y veracidad a la información obtenida, para luego proceder a la sistematización o tabulación de datos.

Una vez concluida la tabulación de los datos, con una vista de datos extensa, se procedió a obtener los resultados relevantes.

RESULTADOS

En Bolivia no existe ningún subsidio de desempleo y al no depender las políticas públicas del financiamiento internacional; la gran parte de desempleados se ven obligados a no prolongar por mucho tiempo la inactividad, buscando como salvar el día de las maneras más diversas e imaginativas desempeñando diversas labores y oficios.

Uno de los objetivos del Estado en la primera etapa de estudio fue la estabilidad política, para lograr fomentar las inversiones, a nuevas unidades productivas, las que generen empleo. Donde la inestabilidad genera incertidumbre afectando al sistema financiero.

El pretender realizar a través del Estado el desarrollo y ejecución de infraestructura caminera y la construcción de viviendas de

interés social, a través de esta inversión lograr contrarrestar el desempleo, por la captación de mayor cantidad de mano de obra.

El pretender incentivar el ahorro, es una función gubernamental, para lograr un movimiento monetario en la banca financiera, de tal forma de lograr una mayor cantidad de préstamos con interés bajos.

La inversión es esencial para mantener o aumentar la capacidad de producción en una economía. Cuando aumenta la inversión, se eleva la capacidad productiva, de generación de empleos e ingresos para las personas.

COMPORTAMIENTO ECONÓMICO DEL SECTOR CONSTRUCCIÓN

El comportamiento de la construcción en Bolivia se examina con mayor detenimiento a partir de 1970, cuando su participación del PIB era del 3.3%. A partir de ese año el ritmo de crecimiento promedio de la actividad fue del 5.5%, significativamente superior al crecimiento de la actividad económica en general.

CUADRO N° 1: CRECIMIENTO ANUAL DEL PIB Y EL SECTOR EMPRESARIAL

ACTIVIDAD ECONÓMICA	2011	2012	2013	2014	2015	2016
Producto Interno Bruto (a precios de mercado)	34.281.469	36.037.460	38.486.570	40.588.156	42.559.599	44.374.306
Derechos S/Importaciones, I/And, IT y otros Imp. Indirectos	3.600.023	4.009.019	4.436.533	4.837.661	5.215.140	5.433.105
Producto Interno Bruto (a precios básicos)	30.681.446	32.028.441	34.050.036	35.750.495	37.344.459	38.941.201
Construcción	1.222.726	1.320.822	1.461.405	1.575.520	1.660.041	1.790.125

ACTIVIDAD ECONÓMICA	2017 ^(p)	2018 ^(p)	2019 ^(p)	2020 ^(p)	2021 ^(p)	2022 ^(p)
Producto Interno Bruto (a precios de mercado)	46.235.900	48.188.730	49.256.933	44.952.919	47.697.656	49.356.401
Derechos S/Importaciones, I/And, IT y otros Imp. Indirectos	5.669.231	5.868.774	5.907.235	5.256.885	5.444.662	5.616.052
Producto Interno Bruto (a precios básicos)	40.566.669	42.319.956	43.349.697	39.696.034	42.252.993	43.740.349
Construcción	1.879.426	1.945.911	1.983.155	1.605.674	1.892.937	1.965.375

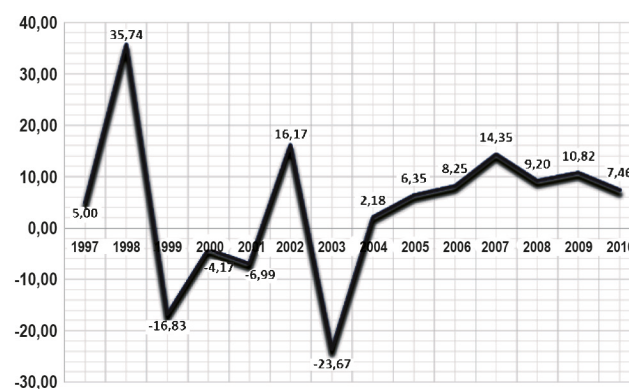
Fuente: Elaboración propia.

El crecimiento del sector de la construcción tiene un comportamiento cíclico. El Cuadro N° 1, muestra los niveles de participación histórica de la oferta de construcción. A su vez, el gráfico presenta la tasa de crecimiento promedio del sector de la construcción comparada con la tasa de crecimiento de la economía en general.

De acuerdo al Cuadro N° 1, se observa que el PIB de Bolivia y el PIB del sector construcción y a precios constantes de 2011 han tenido ambos un comportamiento ascendente, en el primer caso su ascenso correspondiente es desde 34.28 millones de bolivianos del año 2011 a 49.36 millones de bolivianos para el año 2022, equivalente a una tasa promedio anual de crecimiento de 3,3% y un incremento del 57.59% en todo el periodo; sin embargo, el PIB del sector construcción tuvo leves descensos durante los años 2001 y 2003, para luego recuperarse, mientras que el PIB nacional mantiene un permanente ascenso.

El comportamiento del PIB del sector construcción en el largo plazo es fluctuante, registra años de crecimiento fuerte seguido de contracciones marcadas. En 2020 el PIB del sector creció en 2,57 por ciento, tasa inferior respecto a 2016 que registró una expansión de 3,20 por ciento (ver Gráfico N° 1).

GRÁFICO N° 1: CRECIMIENTO ANUAL DEL PIB – CONSTRUCCIÓN 1997-2010

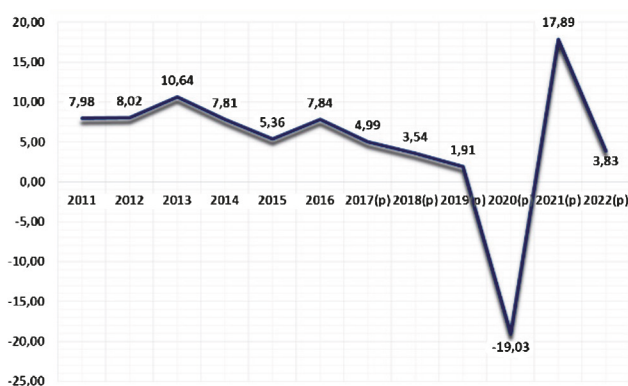


Fuente: Elaboración propia.

La participación de la actividad del sector de la construcción en la economía nacional y departamental, se resume a la interacción de 44 sectores, 24 que demandan directamente servicios del sector de la construcción y 20 sectores de la economía que abastecen a la construcción de una manera directa, esto determina su importancia como multiplicador de la economía, generando empleo masivo y demandando insumos nacionales.

Para finales del año 2004, las mayores tasas de crecimiento fueron logradas por las actividades intensivas de capital, con poca capacidad de generación de empleo: petróleo crudo y gas natural con 24,20%, electricidad, gas y agua con un 3,09%; mientras que la agricultura, silvicultura, caza y pesca tuvieron un bajo crecimiento de 0,25%, la construcción registro un 2,18%; sectores que generan empleo masivo. Para el año 1998, la construcción alcanza el mayor crecimiento de este periodo de estudio; con un valor de 35,74%. Al finalizar el 2002, la estadística muestra a la construcción con un importante repunte de crecimiento, llegando al 16,17%, (después de comportamientos decrecientes entre 1999 y el 2001), debido a la obra del gasoducto Yacuibá - Río Grande. Sin embargo el año 2003 se produjo un decrecimiento del sector de construcción del orden de - 23,67%; que podría haber sido impactado por el ambiente de convulsión social suscitado en este periodo, el año 2004 hubo una relativa recuperación con un valor de crecimiento del orden de 2,18%, mientras que el siguiente año en 6,35%.

GRÁFICO N° 2: CRECIMIENTO ANUAL DEL PIB - CONSTRUCCIÓN 2011-2022



Fuente: Elaboración propia.

El periodo 2011 - 2013 se inicia con un crecimiento de 7,98% mostrando una clara recuperación, sin embargo, el año 2013, se registra el mayor crecimiento del PIB del sector construcción con un valor de 10,64% (después del crecimiento de 16,83% de 1999).

El periodo 2014 - 2022 se inicia con un decrecimiento en un 7.81%, sin embargo un año después, se registra otra baja de 5.36%; en el año 2016 existe un leve crecimiento en 7.84%; el periodo de 2017 - 2019 hubo otra merma del 4.99, 3.54 y 1.91 respectivamente; el año 2020 hubo un -19.03 producto de la pandemia de la COVID - 19, el siguiente año se registra otra vez un crecimiento del PIB de 17.89, pero para el año 2022 el PIB registra una baja de un 3.83 (ver Gráfico N° 2).

CUADRO N° 2: CRECIMIENTO DEL PIB 1997-2010 SEGÚN ACTIVIDAD ECONÓMICA

ACTIVIDAD ECONÓMICA	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010
Producto Interno Bruto (a precios de mercado)	4,95	5,03	0,43	2,51	1,68	2,49	2,71	4,17	4,42	4,80	4,56	6,15	3,36	4,13
Derechos SIimportaciones, IVA, IT y otros Imp. Indirectos	0,49	0,93	-0,95	0,28	0,22	0,70	0,25	0,87	0,79	0,57	0,61	0,68	0,19	0,81
Producto Interno Bruto (a precios básicos)	4,46	4,10	1,37	2,23	1,46	1,79	2,46	3,30	3,63	4,23	3,96	5,47	3,55	3,31
1. Agricultura, Silvicultura, caza y pesca	0,69	-0,67	0,35	0,49	0,49	0,06	1,24	0,04	0,72	0,62	-0,07	0,36	0,49	-0,16
2. Extracción de Minas y Canteras	0,58	0,54	-0,44	0,59	-0,15	0,23	0,46	0,89	1,31	0,58	0,76	2,55	-0,26	0,49
3. Industrias Manufacturas	0,35	0,41	0,48	0,30	0,44	0,04	0,62	0,92	0,50	1,34	1,04	0,63	0,81	0,44
4. Electricidad Gas y Agua	0,10	0,05	0,09	0,04	0,01	0,05	0,06	0,06	0,05	0,08	0,08	0,07	0,12	0,14
5. Construcción	0,18	1,25	-0,76	-0,16	-0,25	0,52	-0,86	0,06	0,17	0,22	0,40	0,28	0,34	0,25

Fuente: Elaboración propia.

El Cuadro N° 2, corresponde a la nomenclatura y los datos de la fuente de información, cabe recalcar que el PIB (a precios de mercado) y el PIB precios básicos, están medidos ambos a precios constantes de 1990 y la se puede considerar precios Constantes del 1990 y la diferencia entre ambos valores está dada por los Derechos sobre importaciones, IVA, IT y otros Impuestos, Indirectos.

CUADRO N° 3: CRECIMIENTO DEL PIB 2011-2022 SEGÚN ACTIVIDAD ECONÓMICA

ACTIVIDAD ECONÓMICA	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017 ^(p)	2018 ^(p)	2019 ^(p)	2020 ^(p)	2021 ^(p)	2022 ^(p)
Producto Interno Bruto (a precios de mercado)	5,20	5,12	6,80	5,46	4,86	4,26	4,20	4,22	2,22	-8,74	6,11	3,48
Derechos S/Importaciones, I/And, IT y otros Imp. Indirectos	12,49	11,36	10,66	9,04	7,80	4,18	4,35	3,52	0,66	-11,01	3,57	3,15
Producto Interno Bruto (a precios básicos)	4,41	4,39	6,31	4,99	4,46	4,28	4,17	4,32	2,43	-8,43	6,44	3,52
1. Agricultura, Silvicultura, caza y pesca	3,06	4,15	4,69	3,82	5,12	3,13	7,60	6,91	5,30	3,13	1,81	3,71
2. Extracción de Minas y Canteras	5,22	4,90	8,97	5,85	-1,38	0,50	-0,61	-3,38	-6,31	-17,66	18,02	-3,65
3. Industrias Manufacturas	3,68	4,75	6,09	4,03	4,58	6,18	3,29	5,52	3,19	-7,99	3,91	2,23
4. Electricidad Gas y Agua	7,32	5,82	5,12	6,41	6,28	5,28	4,04	3,38	2,83	-3,53	7,84	5,74
5. Construcción	7,98	8,02	10,64	7,81	5,36	7,84	4,99	3,54	1,91	-19,03	17,89	3,83

Fuente: Elaboración propia.

La contribución del sector construcción al PIB nacional se resume en su incidencia, donde podemos advertir que, en su aporte al PIB, ha ido disminuyendo desde un importante 3,20% del año 2016 a la más baja registrada para el año 2011 de 2,55%. En el periodo 2011 - 2016, la participación del sector construcción en la economía nacional presento un porcentaje promedio de 7,87%, alcanzando un máximo para el año 2013 de 10,64%. (ver Cuadro N° 3).

CUADRO N° 4: PARTICIPACIÓN EN EL PIB-CONSTRUCCIÓN 2011-2022

ACTIVIDAD ECONÓMICA	2011	2012	2013	2014	2015	2016
Producto Interno Bruto (a precios de mercado)	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
Derechos S/Importaciones, I/And, IT y otros Imp. Indirectos	21,93	24,03	24,97	25,00	22,65	18,22
Producto Interno Bruto (a precios básicos)	78,07	75,97	75,03	75,00	77,35	81,78
Construcción	2,55	2,60	2,63	2,78	2,96	3,20

ACTIVIDAD ECONÓMICA	2017 ^(p)	2018 ^(p)	2019 ^(p)	2020 ^(p)	2021 ^(p)	2022 ^(p)
Producto Interno Bruto (a precios de mercado)	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
Derechos S/Importaciones, I/And, IT y otros Imp. Indirectos	17,72	17,50	16,35	14,82	14,44	15,83
Producto Interno Bruto (a precios básicos)	82,28	82,50	83,65	85,18	85,56	84,17
Construcción	2,96	2,86	2,88	2,57	2,83	2,72

Fuente: Elaboración propia.

La construcción tanto en infraestructura pública como privada, genera efectos directos e indirectos en otros sectores de la economía, los que se benefician de su crecimiento, garantiza un proceso multiplicador de la economía que ninguno de los otros sectores genera.

Según datos estadísticos, la construcción creció a un ritmo del 5.36% en promedio.

OFERTA DE LA CONSTRUCCIÓN

La oferta de la construcción, está determinada principalmente por los precios de construcción que incluye la ganancia de la empresa constructora, los costos de construcción en términos de los principales factores de producción como son trabajo, capital y herramientas y materiales.

Costos de la construcción

El Índice del Costo de la Construcción (ICC) muestra la evolución de los precios de los principales materiales de construcción y los costos de mano de obra en los que se incurre para la edificación de casas, locales no residenciales (oficinas, centros comerciales, etc.), así como proyectos de infraestructura (carreteras, instalaciones deportivas, entre otras).

Para poder realizar una descripción más global del periodo de estudio 1997 - 2010 se ha procedido a realizar un empalme de los datos del ICC (Índice de Costos de Construcción) correspondientes a las bases 1987 y 2002.

De esta manera los datos calculados en base 2002 muestran un crecimiento sostenido del ICC, para el periodo 1996 - 2002 con una variación promedio anual de 3,53%. Siendo además las remuneraciones el rubro que incide con su mayor crecimiento.

Para el periodo 2003 - 2010, el índice general muestra un comportamiento ascendente desde 105,0 para el año 2003, hasta 154,71 para el año 2010, equivalente a un crecimiento promedio anual de 4,96%. Además este índice nacional, es sobre inducido por el incremento en los costos de edificios no residenciales que crece a un ritmo anual de 5,5% desde 103,6 hasta 163,1; también se observa que el costo de las otras construcciones de infraestructura tiene un menor ritmo de crecimiento desde un valor

de índice de 105,5 llegando al 2010 a un valor de 147,3. (Ver Cuadro N°5).

CUADRO N° 5: ÍNDICE DE COSTOS DE LA CONSTRUCCIÓN SEGÚN TIPO DE CONSTRUCCIÓN 2002-2010

PERIODO	ÍNDICE GENERAL	EDIFICIOS RESIDENCIALES URBANOS	EDIFICIOS NO RESIDENCIALES	OTRAS CONSTRUCCIONES O DE INFRAESTRUCTURA
2002	101,35	101,35	100,85	101,52
2003	105,01	104,92	103,63	105,53
2004	111,16	109,81	110,96	112,29
2005	115,19	111,93	114,22	118,08
2006	120,93	118,96	120,39	122,66
2007	131,07	131,49	134,67	129,59
2008	154,39	157,90	163,23	148,76
2009	151,30	154,63	160,65	145,67
2010	154,71	160,74	163,06	147,25

Fuente: Elaboración propia.

Para una mejor comprensión en los siguientes cuadros se hace mención a las variaciones porcentuales del Índice de Costos de la Construcción (ICC), observándose que el incremento más importante se presenta para el año 2000 con un porcentaje de 4.12%, con una importante incidencia del incremento de las remuneraciones en un porcentaje de 14, 5%. De la misma manera, para el año 1997 los incrementos anuales del índice general y de las remuneraciones son de 8% y de 17.9% respectivamente.

Por su parte, este índice de costo de construcción, de acuerdo a los departamentos del eje central, muestra que los costos se incrementan en mayor cantidad en el departamento de Santa Cruz, con una variación desde 104,07 para el año 2003 a 163,32 en el 2009. En Cochabamba y La Paz sólo alcanza valores de 149,33 y 146,97 respectivamente al 2009.

Sin embargo las variaciones porcentuales de este índice presentan con mayor claridad su comportamiento para el periodo 2003 - 2009; puesto que se observa un comportamiento ascendente del ICC para los tres departamentos entre los años 2003 y 2009, con variaciones

porcentuales de 19,68%, 14,62% y 21,27% para la Paz , Cochabamba y Santa Cruz respectivamente (siendo ésta última región el de más alto crecimiento), sin embargo en los tres casos para el 2010, ha existido un descenso en los costos del orden de -3,93%, 0,12% y -0,80 respectivamente.

CUADRO N° 6: ÍNDICE DE COSTOS DE LA CONSTRUCCIÓN SEGÚN TIPO DE CONSTRUCCIÓN 2011-2021

PERIODO	ÍNDICE GENERAL	EDIFICIOS RESIDENCIALES URBANOS	EDIFICIOS NO RESIDENCIALES	OTRAS CONSTRUCCIONES O DE INFRAESTRUCTURA
2011	173,01	181,47	181,65	163,53
2012	184,07	194,30	193,12	173,08
2013	190,45	204,85	196,98	176,96
2014	196,03	212,90	201,88	180,80
2015	197,50	215,81	200,64	182,01
2016	199,84	218,80	203,45	183,68
2017	197,50	215,81	200,64	182,01
2018	196,02	214,96	199,69	179,03
2019	197,78	224,27	200,26	176,03
2020	199,71	223,56	202,99	179,80
2021	202,39	227,65	206,20	181,20

Fuente: Elaboración propia.

El Cuadro N° 6 muestran los datos calculados en base 2002 muestran un crecimiento sostenido del ICC, para el periodo 2011 - 2021 con una variación promedio anual de 3,27%. Siendo además las remuneraciones el rubro que incide con su mayor crecimiento.

Para el periodo 2010 - 2021, el índice general muestra un comportamiento ascendente desde 154,71 para el año 2010, hasta 202,39 para el año 2021, equivalente a un crecimiento promedio anual de 1%.

Además, este índice nacional, es sobre inducido por el incremento en los costos de edificios no residenciales que crece a un ritmo anual de 0,1% desde 163,06 hasta 206,20; también se observa que el costo de las otras construcciones de infraestructura tiene un menor ritmo de crecimiento desde un valor de índice de 147,25 llegando al 2021 a un valor de 181,20.

DEMANDA DE LA CONSTRUCCIÓN

La demanda de construcciones proviene principalmente de diferentes sectores como son la construcción de vivienda, los caminos y dependen fundamentalmente de los recursos de inversión pública y privada destinados a la construcción.

Por su parte el Cuadro N° 7 hace referencia a los permisos de construcción en Bolivia entre 2011-2022, desagrado por tipo de trámite.

CUADRO N° 7: NÚMERO DE PERMISOS DE CONSTRUCCIÓN POR TIPO DE TRÁMITE 2011-2022

PERIODO	TOTAL	APROBACIÓN DE PLANOS DE CONSTRUCCIÓN ⁽³⁾	LEGALIZACIÓN Y REGULARIZACIÓN ⁽⁴⁾	OTROS ⁽⁵⁾
2011	4.233	3.239	567	427
2012	4.796	3.491	915	390
2013	3.447	2.992	224	231
2014	3.805	3.441	214	150
2015	5.360	4.824	317	219
2016	7.147	6.537	382	228
2017	6.365	5.822	350	193
2018	6.240	5.887	276	77
2019	6.396	5.935	383	78
2020 ^(P)	4.121	3.694	355	72
2021 ^(P)	5.555	4.949	508	98
2022 ^{(P)(S)}	3.550	3.200	305	45

Fuente: Elaboración propia.

Se logró el objetivo del presente trabajo de investigación ya que se pudo identificar y analizar sistemáticamente los aspectos fundamentales del Sector de la Construcción de Bolivia, con la finalidad de poder conocer la participación del Sector de la Construcción de Bolivia.

Los hallazgos resaltan la importancia de considerar la participación del Sector de la Construcción en la Sociedad Boliviana tomando en cuenta el crecimiento del Producto Interno Bruto (PIB).

No se tienen evidencias de estudios realizados en la Universidad sobre la temática abordada en el presente estudio ni actualizados en esta línea de investigación.

Empero se cuenta con datos e informes realizados en gestiones anteriores en reportes estadísticos del INE, siendo estas realizadas anualmente denotando objetividad y puntualidad.

CONCLUSIONES

El trabajo de investigación permitió conocer la situación del sector de la Construcción de Bolivia.

Se concluye que habrá efectos en cantidad, pero también en calidad del empleo en el sector de la construcción en Bolivia, ya que las empresas del este sector ya pensaban en despedir gente tras la cuarentena; pero lo que más nos preocupa es la calidad, porque las empresas contratarán personal eventual o con sueldos bajos, sin seguro social ni laboral.

La construcción en Bolivia encontró que el sector se enfrenta a una serie de desafíos, que incluyen la disminución de la demanda, el aumento de los costos y la falta de mano de obra calificada. Estos desafíos podrían tener un impacto negativo en el empleo, tanto en cantidad como en calidad.

En cuanto a la cantidad de empleo, el estudio encontró que las empresas de construcción ya estaban considerando despedir personal antes de la pandemia. La pandemia ha agravado esta situación, ya que ha reducido la demanda de construcción. Como resultado, es probable que se produzcan despidos en el sector.

En cuanto a la calidad del empleo, el estudio encontró que las empresas de construcción podrían recurrir a la contratación de personal eventual o con sueldos bajos, sin seguro social ni laboral. Esto podría tener un impacto negativo en los trabajadores, ya que se verían obligados a aceptar condiciones de trabajo más precarias.

El estudio también encontró que el sector de la construcción en Bolivia enfrenta una serie de otros desafíos, como la falta de infraestructura y la corrupción. Estos desafíos podrían dificultar la recuperación del sector tras la pandemia.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

<https://www.ine.gob.bo/index.php/estadisticas-economicas/pib-y-cuentas-nacionales/producto-interno-bruto-anual/producto-interno-bruto-por-actividad-economica/>

<https://www.ine.gob.bo/index.php/estadisticas-economicas/construccion/>





REALIZAMOS

- **DISEÑO DE HORMIGÓN - ACI**
- **GRANULOMETRÍA DE LOS AGREGADOS.**
- **PESO UNITARIO DE LOS AGREGADOS.**
- **DASGASTE DE LOS AGREGADOS.**
- **CONO DE ABRAMS.**
- **CONTROL DE CALIDAD DE HORMIGÓN EN OBRA**
- **VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTO DEL HORMIGÓN (CONO DE ABRAMS).**
- **MUESTREO Y MOLDEO DE HORMIGÓN EN LA PROBESTAS CILINDRICAS Y PRISMAS.**
- **COMPRESIÓN SIMPLE DE CILINDROS DE HORMIGÓN.**
- **DETERMINACIÓN DE MÓDULO DINÁMICO.**

MEJORAR LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE UN HORMIGÓN CONVENCIONAL REEMPLAZANDO PARCIALMENTE SU AGREGADO CON CASCARILLA DE CAFÉ

Improve The Compressive Strength Of Conventional Concrete By Partially Replacing Its Aggregate With Coffee Husks

Arraya, C.¹, Cuellar, M.², Solares, D.³, Maiz, M.⁴

- 1 Estudiante de pregrado de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX). Destacamento 317, Ex campus REFISUR, 573, Sucre. Bolivia. carolfaby18@gmail.com
- 2 Docente Investigador en el área de Estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: mirkocuellar2405@gmail.com.
- 3 Estudiante de pregrado de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX). Destacamento 317, Ex campus REFISUR, 573, Sucre. Bolivia. alejandrosolares56@gmail.com
- 4 Estudiante de pregrado de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX). Destacamento 317, Ex campus REFISUR, 573, Sucre. Bolivia. michasljhosep@gmail.com

RESUMEN

El objetivo de este proyecto de investigación es determinar el efecto de la adición de cascarilla de café y sus cenizas en el aumento de la resistencia a la compresión del concreto $f'_c=210$ kg/cm².

Esta investigación es de tipo aplicativo, con un diseño experimental y una muestra estándar con 0% de cantidad de adición, la realizaremos en 3 grupos, utilizando el 5%, 10% y 15% del peso del cemento en el caso de reforzar el peso de la ceniza en la cáscara, que sería el peso del agregado fino en el concreto, para ello cada grupo agregó tripa marrón, ceniza y una mezcla de los dos, hicieron muestras y las evaluaron en pruebas de compresión. Los resultados mostraron que agregando 5% de ceniza el concreto tuvo mejor resistencia, mientras que no se obtuvo buena resistencia con la adición de 5%, 10% y 15% de cascarilla de café.

Palabras clave: prueba de compresión, cascarilla de café, contenido de cenizas.

ABSTRACT

The objective of this research project is to determine the effect of adding coffee husks and their ashes on increasing the compressive strength of concrete $f'_c=210$ kg/cm².

This research is of an applicative type, with an experimental design and a standard sample with 0% addition quantity, we will carry it out in 3 groups, using 5%, 10% and 15% of the weight of cement in the case of reinforcing the weight of the ash in the shell, which would be the weight of the fine aggregate in the concrete, for this each group added brown gut, ash and a mixture of the two, they made samples and evaluated them in compression tests. The results showed that adding 5% ash gave concrete better resistance, while good resistance was not obtained with the addition of 5%, 10% and 15% coffee husks.

Keywords: compression test, coffee husk, ash content

INTRODUCCIÓN

La industria de la Construcción es una de las más contaminantes a nivel mundial, ya que causa la degradación del medio, incluyendo la contaminación del aire, suelo y agua. Para su desarrollo también se deben usar recursos naturales no renovables, dejando residuos acumulados y mezclas de contaminantes que conducen a una degradación gradual del medio ambiente natural.

Actualmente la producción de café en Bolivia se concentra en las provincias de Caranavi, Nor y Sud Yungas del departamento de La Paz con un 96% seguido por Santa Cruz con un 3% y Cochabamba con un 1%. En la industria cafetera, solo el 9.5% del peso total de la fruta se destina a la elaboración de bebidas y el 90.5% son subproductos de dicha elaboración. Los cuales se vierten a cuerpos de agua contaminando así el medio ambiente, o se almacenan y luego se envían a vertederos contaminando el suelo.

Tomando en cuenta que no se llega a aprovechar todo el fruto del café y que sus cascarillas generan residuos orgánicos que son destinados a cuerpos de agua al no encontrarle un uso industrial, en sus propiedades químicas observamos que las cascarillas de café poseen calcio y silicato, ambos componentes al ser incorporados porcentualmente en el agregado fino de la mezcla podrían aportar una mejor resistencia y aligeramiento del hormigón.

Esto enfocado a que respecto al crecimiento en algunas ciudades se está produciendo de forma vertical (Edificaciones), se requiere brindar seguridad en su resistencia y alivianar cargas, tomando en cuenta lo anterior ya mencionado con respecto a los residuos de la fruta de café se podría utilizar este para obtener hormigones más livianos y resistentes en base a una sustitución parcial del agregado fino, lo que llevaría a una reducción del empleo de este material (agregado fino) que poco a poco va agotándose.

Como habitantes del planeta nuestra responsabilidad es buscar la reducción del efecto invernadero y la contaminación, a través

de distintos métodos como el reciclaje, por lo cual ante estos hechos decidimos plantear la incorporación de los residuos del café en la dosificación del Hormigón ya que un reciente estudio comprobó que ayuda a aumentar su resistencia a la compresión, para lo cual nosotros buscamos verificar su veracidad y aplicación en nuestro medio. ya que esto podría contribuir a la reducción de la extracción continua de recursos naturales para la producción de hormigón.

Tomando los diferentes aspectos en cuenta se pretende realizar una comparación entre un Hormigón con dosificación convencional y otro Hormigón con residuos del café presentes en su dosificación, para lograr esto se pretende diseñar una dosificación funcional en nuestro medio siguiendo las normas correspondientes, hallar una granulometría correcta para lograr su homogeneidad, determinación del peso específico de los residuos a utilizar y el ensayo de resistencia a la compresión para evaluar el rendimiento de esta mezcla.

OBJETIVOS

- Objetivo General.

Mejorar la resistencia a la compresión de un hormigón convencional reemplazando parcialmente su agregado fino con cascarilla de café.

- Objetivos Específicos.

1. Realizar los ensayos necesarios para obtener las características de la cascarilla del café, como el ensayo de peso específico, contenido de humedad y módulo granulométrico.
2. Determinar las propiedades mecánicas del mortero con variación en el porcentaje de las cascarillas de café usados en la mezcla
3. Proporcionar un módulo granulométrico y una dosificación adecuada siguiendo los parámetros exigidos por la norma.
4. Concientizar sobre las medidas que podemos adoptar para frenar la contaminación masiva de nuestro medio, mediante el uso de materiales orgánicos como materiales

sostenibles y amigables con el medio ambiente.

5. Reemplazar porcentualmente el agregado fino con cascarillas de café teniendo en cuenta la limitación de este material hoy en día.
6. Comparación de la resistencia a la compresión de un hormigón convencional y un hormigón con reemplazo parcial del agregado fino en un 5%, 10% y 15% con cascarilla de café.

DESARROLLO O CONTENIDO

Propiedades del hormigón Endurecido.

El Hormigón endurecido posee las siguientes propiedades:

- Propiedades Elásticas.
- Propiedades Plásticas.
- Permeabilidad del Hormigón.
- Durabilidad del Hormigón.
- Variación de Temperatura.
- Variaciones de Humedad.

Densidad del Hormigón.-

Depende de la densidad real y de la proporción en que participan cada uno de los diferentes materiales que constituyen el hormigón. Para los hormigones convencionales, formados por materiales granulares provenientes de rocas no mineralizadas de la corteza terrestre su valor oscila entre 2.35 y 2.55Kg/dm³.

La densidad normalmente experimenta ligeras variaciones con el tiempo, las que provienen de la evaporación del agua de amasado hacia la atmosfera y que puede significar una variación de hasta un 7% de su densidad inicial.

Esta puede ser variada artificialmente, ya sea por debajo o sobre los valores mencionados, constituyendo en este caso los denominados hormigones livianos o pesados, respectivamente.

- Hormigones livianos: Se obtienen por medio de la incorporación de aire, ya sea directamente en la masa de hormigón o

incorporada en los áridos utilizando áridos livianos. Se utiliza principalmente cuando se desea obtener aislación térmica y acústica mayores a la del hormigón convencional.

- Hormigones pesados: Se obtienen mediante el uso de áridos mineralizados, cuya densidad real es mayor que la de los áridos normales, se utiliza principalmente cuando se desea obtener aislación contra partículas radiactivas.

Resistencia del Hormigón.-

La resistencia es una de las propiedades más importantes del hormigón principalmente cuando se le utiliza con fines estructurales.

Resistencia a Compresión. -

Característica mecánica más importante de un hormigón, su determinación se efectúa mediante el ensayo de probetas empleadas para determinar la resistencia a la compresión, son de forma cubica o cilíndrica.

- Estado de las superficies de aplicación de la carga de ensayo.
- Centrado de la carga de ensayo.

DOSIFICACIÓN DEL HORMIGÓN

La dosificación de un hormigón tiene por objeto determinar las proporciones en las que se deben combinar los distintos componentes del mismo para obtener una mezcla que reúna las características y propiedades exigidas por el proyecto, los pasos a seguir para una buena dosificación son:

a) Determinación de la resistencia característica media (f_{cm}) basados en la tabla 2.

Condiciones previstas en obra	Resistencia media f_{cm} (MPa)
Medias	$f_{cm} = 1,50 \cdot f_{ck} + 2,00$
Buenas	$f_{cm} = 1,35 \cdot f_{ck} + 1,50$
Muy buenas	$f_{cm} = 1,20 \cdot f_{ck} + 1,00$

Tabla N°7. Resistencia media del hormigón

b) Determinación de la relación agua cemento en función de (Fcm) y la tabla 8

-Relación Agua Cemento

$$\frac{C}{A} = K * f_{cm} + 0,5$$

C/A = Relación Cemento/Agua, en peso fcm = Resistencia media a los 28 días en MPa k = Coeficiente dado en la siguiente tabla

Clase de cemento (MPa)	Agregados rodados	Agregados chancados
Portland normal P-350 (CEM-I/32,5)	0,054	0,035
Portland de calidad P-450 (CEM-I/42,5)	0,045	0,030
Portland de alta resistencia P-550 (CEM-I/52,5)	0,038	0,026

Tabla N°8. Clase de cemento

c) Determinar la cantidad de agua por m3 de H° en función al asentamiento y el tamaño máximo de los áridos según la tabla 9.

Litros de agua por metro cubico

Consistencia del hormigón	Asiento en cono	Áridos rodados			Áridos machacados		
		80 mm	40 mm	20 mm	80 mm	40 mm	20 mm
Seca	0-2	135	155	175	155	175	195
Plástica	3-5	150	170	190	170	190	210
Blanda	6-9	165	185	205	185	205	225
Fuida	10-15	180	200	220	200	220	240

Tabla N°9. Consistencia del hormigón

d) Determinar el módulo granulométrico teórico según Fuller o según Abrams dependiendo si se requiere un hormigón plástico o un hormigón resistente, según las tablas 10 y 11.

Contenido en cemento (kg/m³)	Tamaño máximo del árido (mm)						
	10	15	20	25	30	35	40
275	4,05	4,45	4,85	5,25	5,6	5,8	6
300	4,2	4,6	5	5,4	5,65	5,85	6,2
350	4,3	4,7	5,1	5,5	5,73	5,88	6,3
400	4,4	4,8	5,2	5,6	5,8	5,9	6,4

Tabla N°10. Valores Óptimos del Módulo Granulométrico según Abrams.

Tamaño máximo del agregado (mm)	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70
Módulo granulométrico teórico	5,21	5,45	5,64	5,82	6,00	6,126	6,29	6,40	6,51	6,60

Tabla N°11. Valores Óptimos del Módulo Granulométrico según parábola de Fuller.

e) Estimar el porcentaje de agregado grueso y fino en función a los módulos granulométricos y las siguientes ecuaciones.

$$m = \frac{ma}{100} * x + \frac{mg}{100} * y \quad x + y = 100$$

Donde:

X= Porcentaje de áridos finos;

Y= Porcentaje de áridos gruesos

f) Determinar las densidades de grava y arena por m3 que se necesita con la siguiente formula:

$$A + \frac{C}{\rho} + \frac{G1}{\rho1} + \frac{G2}{\rho2} = 1025 \quad \frac{X}{Y} = \frac{G1}{G2}$$

g) Ajustar el contenido de los agregados debido al contenido de humedad de estos.

h) Calcular el volumen donde se desea trabajar y calcular los valores exactos para un determinado volumen.

5.2. CÁLCULO DE LA DOSIFICACIÓN DEL HORMIGON (Norma Boliviana).

Datos:

Pesos específicos:

cemento = 3.1 ; arena = 2.71 ; grava = 2.68

Módulos granulométricos:

Ma = 2.66 ; Mg = 7.1056

Tamaño máximo del árido= 38 mm

fck = 210 kg/cm2 en condiciones buenas

Compactación por vibrado

Cemento IP 30

3.2.1 Determinación de la resistencia característica media (Fcm):

$$F_{cm} = 1,35 * F_{ck} + 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cm} = 1,35 * 210 + 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cm} = 285 \text{ kg/cm}^2$$

3.2.2. Determinación de la relación agua-cemento:

$$c/a = K (F_{cm}) + 0,5$$

$$c/a = 0.0054 (298.5) + 0.5$$

$$c/a = 2.039$$

$$a/c = 0.49$$

Cemento	Áridos Rodados	Áridos Machacados
Portland normal P-350	0.0054	0.0035
Portland de calidad P-450	0.0045	0.0030
Portland de alta resistencia P-550	0.0038	0.0026

Tabla N°12. Para el coeficiente de regulación "K".

Litros de agua por metro cubico

Consistencia del hormigón	Asiento en cono	Áridos rodados			Áridos machacados		
		80 mm	40 mm	20 mm	80 mm	40 mm	20 mm
Seca	0-2	135	155	175	155	175	195
Plástica	3-5	150	170	190	170	190	210
Blanda	6-9	165	185	205	185	205	225
Fuida	10-15	180	200	220	200	220	240

Tabla N°13. Consistencia del hormigón

$$a = 172 \text{ l/m}^3 \text{ (interpolando de la tabla 5.)}$$

$$c = 2.039 * 172$$

$$c = 350.71 \text{ kg/m}^3$$

3.2.3. Determinar el módulo granulométrico teórico.

Según Fuller:

Tamaño máximo del agregado (mm)	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70
Módulo granulométrico teórico	5,21	5,45	5,64	5,82	6,00	6,126	6,29	6,40	6,51	6,60

Tabla N°14. Valores Óptimos del Módulo Granulométrico según parábola de Fuller.

Interpolando:

$$M = 5.748$$

Según Abrams:

Contenido en cemento (kg/m³)	Tamaño máximo del árido (mm)						
	10	15	20	25	30	35	40
275	4,05	4,45	4,85	5,25	5,6	5,8	6
300	4,2	4,6	5	5,4	5,65	5,85	6,2
350	4,3	4,7	5,1	5,5	5,73	5,88	6,3
400	4,4	4,8	5,2	5,6	5,8	5,9	6,4

Tabla N°15. Valores Óptimos del Módulo Granulométrico según Abrams.

Interpolando:

$$M = 5.85$$

Utilizamos Abrams para mayor trabajabilidad.

$$M = 5.748$$

Calculamos las proporciones de arena y grava:

$$m = \frac{ma}{100} * x + \frac{mg}{100} * y \quad x + y = 100$$

$$5.748 = \frac{2.76}{100} * x + \frac{7.1056}{100} * y \quad x + y = 100$$

$$X = 31.24$$

$$Y = 68.76$$

3.2.4. Determinación de cantidades de grava y arena por m³:

$$172 + \frac{350.71}{3.1} + \frac{G_1}{2.71} + \frac{G_2}{2.68} = 1025$$

$$\frac{31.24}{68.76} = \frac{G_1}{G_2}$$

$$G_1 = 621.6 \text{ kg}$$

$$G_2 = 1368.13 \text{ kg}$$

3.2.6. Ajuste de dosificación por contenido de humedad:

$$\%w_a = 4.2 \text{ } \therefore \%A_a = 1.91$$

$$\%w_g = 1.6 \text{ } \therefore \%A_g = 1.32$$

$$\text{Arena} = \frac{621.6}{100} * (1 + (4.2 - 1.91)/100) \Rightarrow 635.83 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Grava} = \frac{1368.13}{100} * (1 + (1.6 - 1.32)/100) \Rightarrow 1371.96 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Agua} = 172 - (14.23 + 3.83) \Rightarrow 154 \text{ l/m}^3$$

$$\text{Cemento} \Rightarrow 350.71 \text{ kg/m}^3$$

3.3 ASENTAMIENTO (CONO DE ABRAMS).

La trabajabilidad de una muestra solo puede ser determinada mediante la observación de cómo se acomoda en las diferentes partes de la estructura y como responde a la compactación sin que pierda su homogeneidad. Por este motivo, hasta la fecha no se conoce ningún método que mida directamente esta propiedad; sin embargo, se han desarrollado algunos ensayos que permiten hacer una correlación entre la manejabilidad con alguna otra característica del concreto en estado fresco.

El ensayo más conveniente para ser utilizado, es el del asentamiento o "Revenimiento", el cual mide con bastante aproximación la consistencia o grado de humedad de una mezcla. Para llevar a cabo el ensayo del asentamiento, se utiliza un molde metálico el cual se denomina "Cono de Abrams", debido a que fue propuesto por dicho investigador.

El procedimiento se realiza de la siguiente manera:

Se coloca el molde sobre una superficie horizontal, plana y no absorbente, presionando con los pies las agarraderas para que no salga el concreto por la parte inferior del molde; enseguida se llena el cono con tres capas aproximadamente de igual volumen, se apisona cada capa con 25 golpes que se realizan con una varilla de 1.6 mm de diámetro, 60 cm. de longitud y con uno de sus extremos redondeado.

La introducción de la varilla se debe hacer en diferentes sitios de la superficie y hasta una profundidad tal, que penetre ligeramente la capa inferior con el objetivo de que la compactación se distribuya uniformemente sobre la sección transversal.

Una vez que se ha compactado la tercera capa se enrasa la superficie, con la varilla o con un palustre. Se retira la mezcla que haya caído al suelo en la zona adyacente a la base del molde y se retira el molde levantando cuidadosamente en dirección vertical, sin movimientos laterales

o de torsión y sin tocar la muestra con el molde cuando éste se separe del concreto. Una vez retirado el molde, la muestra sufre un asentamiento, el cual se mide inmediatamente como la diferencia entre la altura del molde y la altura de la muestra después del asentamiento. Si se produce un desprendimiento pronunciado del concreto hacia un lado de la muestra, se debe repetir el ensayo con otra muestra. Si el desprendimiento persiste, como puede suceder con muestras ásperas, es un indicio de que a la mezcla le falta una adecuada cohesión, y, por lo tanto, el ensayo de asentamiento no es aplicable en este caso. Es por este motivo que el ensayo se aplica solo a mezclas plásticas y trabajables con valores de asentamiento entre 3 a 5 cm.

El ensayo de asentamiento también es muy usado en el campo para verificar las variaciones en los materiales que se utilizan para producir concreto. Así, por ejemplo, una alteración en el contenido de humedad de los agregados o un cambio en la granulometría, se pueden detectar por medio de un incremento o una disminución en el asentamiento.

Cemento

1 m3 _____ 350.71 Kg
0.006 m3 _____ X
X = 2.104 Kg

a) Grava

1 m3 _____ 1371.96 Kg
0.006 m3 _____ X
X = 8.23 kg

b) Arena

1 m3 _____ 635.83 kg
0.006 m3 _____ X
X = 3.8 Kg

c) Agua

1 m3 _____ 154 litros
0.006 m3 _____ X
X = 0.93 litros

Considerando una pérdida del 50% :

Cemento = $2.104 \text{ Kg} * 1.5 = 3.15 \text{ kg}$

Grava = $8.23 \text{ kg} * 1.5 = 12.3 \text{ kg}$

Arena = $3.8 \text{ kg} * 1.5 = 5,7 \text{ kg}$

Agua = $0.93 \text{ litros} * 1.5 = 1.4 \text{ litros}$

Recomendaciones para la obtención de Testigos Fiables.

- El concreto debe protegerse de cambios bruscos de temperatura, sobre todo durante las primeras 24 horas.
- Las variaciones bruscas de temperatura, entre el día y la noche, figuran entre las causas principales de agrietamiento.

- El agua utilizada para el curado debe tener una temperatura lo más cercana posible a la del concreto, con el fin de evitar un choque térmico.
- Curado temprano mediante aspersiones de agua.
- Aplicación o riego directo de agua.
- Forrado con telas de yute o plástico las cuales serán humedecidas con agua.
- El curado se deberá realizar por lo menos durante los primeros siete días.

1. RESULTADOS

Resistencia de proyecto: 210 kg/cm² = 21Mpa

4.1 Probetas a los 7 días

PROBETAS TESTIGO (Hormigón Normal)

Días	Cod. Probetas	Fecha		Dimensiones		Área (cm ²)	Resistencia (kgf/cm ²)
		Realizado	Rotura	Diámetro (cm)	Altura (cm)		
7	PN1	10/07/2023	17/07/2023	15	30	177	164.81
	PN2	10/07/2023	17/07/2023	15	30	177	171.53
	PN3	10/07/2023	17/07/2023	15	30	177	198.75
						Prom.	198.75

PROBETAS con 5% de reemplazo de cascarilla de café (Hormigón Normal)

Días	Cod. Probetas	Fecha		Dimensiones		Área (cm ²)	Resistencia (kgf/cm ²)
		Realizado	Rotura	Diámetro (cm)	Altura (cm)		
7	PC5	10/07/2023	17/07/2023	15	30	177	168.21
	PC5	10/07/2023	17/07/2023	15	30	177	165.84
	PC5	10/07/2023	17/07/2023	15	30	177	171.63
						Prom.	168.63

PROBETAS con 10% de reemplazo de cascarilla de café (Hormigón Normal)

Días	Cod. Probetas	Fecha		Dimensiones		Área (cm ²)	Resistencia (kgf/cm ²)
		Realizado	Rotura	Diámetro (cm)	Altura (cm)		
7	PC10	10/07/2023	17/07/2023	15	30	176.71	161.12
	PC10	10/07/2023	17/07/2023	15	30	176.71	160.34
	PC10	10/07/2023	17/07/2023	15	30	176.71	165.40
						Prom.	162.29

PROBETAS con 15% de reemplazo cascarilla de café (Hormigón Normal)

Días	Cod. Probetas	Fecha		Dimensiones		Área (cm ²)	Resistencia (kgf/cm ²)
		Realizado	Rotura	Diámetro (cm)	Altura (cm)		
7	PC15	10/07/2023	17/07/2023	15	30	176.71	157.25
	PC15	10/07/2023	17/07/2023	15	30	176.71	160.94
	PC15	10/07/2023	17/07/2023	15	30	176.71	155.32
						Prom.	157.84

Tabla N°15. Elaboración propia
4.2 Probetas a los 14 días

PROBETAS TESTIGO (Hormigón Normal)

Días	Cod. Probetas	Fecha		Dimensiones		Área (cm ²)	Resistencia (kgf/cm ²)
		Realizado	Rotura	Diámetro (cm)	Altura (cm)		
14	PN1	20/07/2023	3/08/2023	15	30	177	185.36
	PN2	20/07/2023	3/08/2023	15	30	177	187.64
	PN3	20/07/2023	3/08/2023	15	30	177	190.25
						Prom.	187.75

PROBETAS con 5% de reemplazo de cascarilla de café (Hormigón Normal)

Días	Cod. Probetas	Fecha		Dimensiones		Área (cm ²)	Resistencia (kgf/cm ²)
		Realizado	Rotura	Diámetro (cm)	Altura (cm)		
14	PC5	20/07/2023	3/08/2023	15	30	177	199.56
	PC5	20/07/2023	3/08/2023	15	30	177	195.45
	PC5	20/07/2023	3/08/2023	15	30	177	193.34
						Prom.	196.12

PROBETAS con 10% de reemplazo de cascarilla de café (Hormigón Normal)

Días	Cod. Probetas	Fecha		Dimensiones		Área (cm ²)	Resistencia (kgf/cm ²)
		Realizado	Rotura	Diámetro (cm)	Altura (cm)		
14	PC10	20/07/2023	3/08/2023	15	30	176.71	189.52
	PC10	20/07/2023	3/08/2023	15	30	176.71	191.30
	PC10	20/07/2023	3/08/2023	15	30	176.71	194.54
						Prom.	191.79

PROBETAS con 15% de reemplazo cascarilla de café (Hormigón Normal)

Días	Cod. Probetas	Fecha		Dimensiones		Área (cm ²)	Resistencia (kgf/cm ²)
		Realizado	Rotura	Diámetro (cm)	Altura (cm)		
14	PC15	20/07/2023	3/08/2023	15	30	176.71	190.25
	PC15	20/07/2023	3/08/2023	15	30	176.71	188.36
	PC15	20/07/2023	3/08/2023	15	30	176.71	194.42
						Prom.	191.01

Tabla N°16. Elaboración propia

4.3 Probetas a los 28 días

PROBETAS TESTIGO (Hormigón Normal)

Días	Cod. Probetas	Fecha		Dimensiones		Área (cm ²)	Resistencia (kgf/cm ²)
		Realizado	Rotura	Diámetro (cm)	Altura (cm)		
28	PN1	10/08/2023	7/09/2023	15	30	177	210.12
	PN2	10/08/2023	7/09/2023	15	30	177	215.36
	PN3	10/08/2023	7/09/2023	15	30	177	213.64
						Prom.	213.04

PROBETAS con 5% de reemplazo de cascarilla de café (Hormigón Normal)

Días	Cod. Probetas	Fecha		Dimensiones		Área (cm ²)	Resistencia (kgf/cm ²)
		Realizado	Rotura	Diámetro (cm)	Altura (cm)		
28	PC5	10/08/2023	7/09/2023	15	30	177	221.45
	PC5	10/08/2023	7/09/2023	15	30	177	218.79
	PC5	10/08/2023	7/09/2023	15	30	177	217.25
						Prom.	219.16

PROBETAS con 10% de reemplazo de cascarilla de café (Hormigón Normal)

Días	Cod. Probetas	Fecha		Dimensiones		Área (cm ²)	Resistencia (kgf/cm ²)
		Realizado	Rotura	Diámetro (cm)	Altura (cm)		
28	PC10	10/08/2023	7/09/2023	15	30	176,71	215.45
	PC10	10/08/2023	7/09/2023	15	30	176.71	212.41
	PC10	10/08/2023	7/09/2023	15	30	176.71	217.34
						Prom.	215.07

PROBETAS con 15% de reemplazo cascarilla de café (Hormigón Normal)

Días	Cod. Probetas	Fecha		Dimensiones		Área (cm ²)	Resistencia (kgf/cm ²)
		Realizado	Rotura	Diámetro (cm)	Altura (cm)		
28	PC15	10/08/2023	7/09/2023	15	30	176,71	209.92
	PC15	10/08/2023	7/09/2023	15	30	176.71	211.86
	PC15	10/08/2023	7/09/2023	15	30	176.71	214.13
						Prom.	211.97

Tabla N°17. Elaboración propia

4.4 Gráfica Esfuerzo – Deformación del Concreto

Datos de Entrada:

Tramo $\epsilon = 0$ hasta $\epsilon = \epsilon_0$

$f'_c = 210.00 \text{ kgf/cm}^2$

$E_c = 252671.33 \text{ kg/cm}^2$

$\epsilon_0 = 0.0021$

$\epsilon_c = 0.003800$

Diámetro= 150 mm.

Altura= 300 mm.

Área= 17700 mm²

Esfuerzo de compresión del concreto

Módulo de elasticidad del concreto

Deformación unitaria para máximo f'_c

Deformación unitaria última

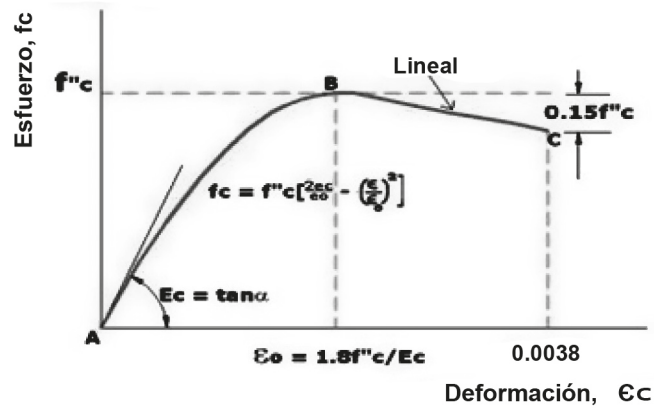


Figura. N° 3 Modelo de Hognestad (1951) concreto no confinado

Fuente: Pontificia Universidad Católica del Perú

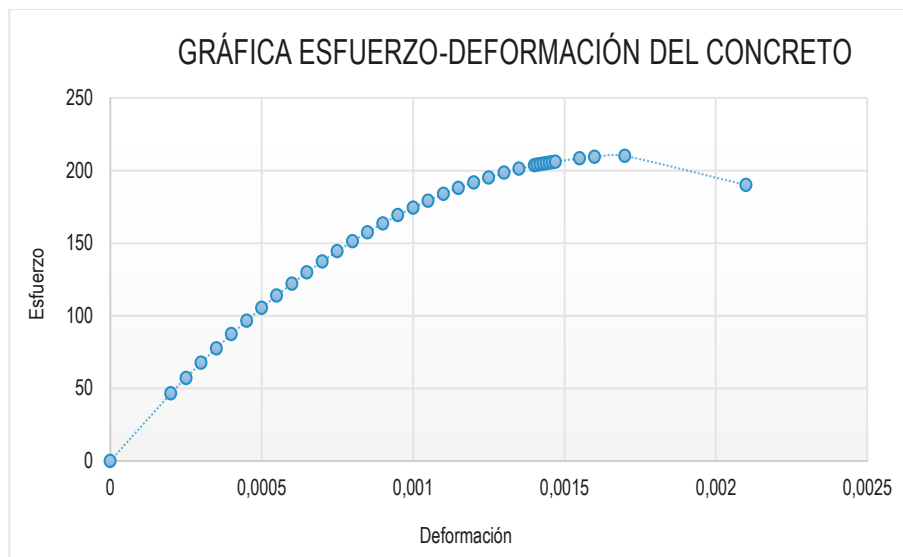


Figura. N° 4 Diagrama Esfuerzo- Deformación del Hormigón

Fuente: Elaboración Propia

CONCLUSIONES.

Analizando los resultados de la resistencia a la compresión se observó que los testigos de hormigón en los cuales se realizó un reemplazo del agregado fino en un 15% de su peso total alcanzaron una resistencia menor a la resistencia que alcanza el hormigón con materiales convencionales, esto pudo ser debido a que al momento de realizar la sustitución del agregado fino por la cascarilla de café esta absorbió mucha más agua de lo que se consideró en la mezcla, entonces consideramos que sería necesario aumentar una cierta cantidad de agua para que el proceso de fraguado se realice de una forma efectiva obteniendo así resultados positivos.

Por otro lado, con las sustituciones de 5% y 10 % del peso del agregado fino se obtuvo resultados aproximados a la resistencia que incluso superan a la probeta de hormigón con materiales convencionales.

El diseño óptimo que se obtuvo en los ensayos para un concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ fue con la adición del 5% de cascarilla de café, ya que este alcanzó 219.16 kgf/cm^2 , una resistencia a la compresión superior a la de otros diseños a los veintiocho días. La dosificación utilizada para estas probetas fue de: 3.15 kg. de cemento, 12.3 kg. De Agregado Grueso, 5.415 kg. De Agregado Fino, 1.4 litros de Agua y 0.285 kg de Cenizas de Cascarilla de Café.

Al observar los resultados obtenidos en los diferentes ensayos pudimos notar que el Hormigón con las diferentes dosificaciones no muestran resultados significativos con respecto al aligeramiento de este como se planteó al inicio de la investigación ya que en el análisis de resultados pudimos observar un aligeramiento menor al 0.5%, sin embargo, cumple con las condiciones de trabajabilidad y acabado óptimo de la mezcla.

Para trabajar con los porcentajes del 5%, 10% y 15% se tuvo en cuenta la literatura, investigaciones anteriores en países con gran trayectoria investigativa donde las

recomendaciones se basaban en no tener altos porcentajes de sustitución dado que la resistencia tiende a bajar significativamente y de tal manera conservar la manejabilidad y propiedades mecánicas de la mezcla. En el transcurso de nuestra investigación nos dirigimos hacia la composición química de la cascarilla de café donde tuvimos una respuesta positiva ya que muchos estudios confirmaban que al poseer calcio y silicato nos proporciona un material uniforme ideal para realizar la sustitución por sus partículas microscópicas que facilitan la homogeneidad de nuestra mezcla, luego de realizar un proceso iterativo con los porcentajes de 5% y 10% optamos por subir a 15% donde confirmamos lo anteriormente mencionado en estudios de preámbulo, es decir que a partir del incremento del 10% de sustitución obtendremos menor resistencia del Hormigón.

De todo esto podemos concluir que, si se realizan estudios más minuciosos realizando pruebas de ensayo y error podemos llegar a resultados más satisfactorios, con el fin de sustituir el agregado fino para disminuir el uso de este, ya que en algunos lugares es limitada su extracción.

REFERENCIAS.

- Salazar J., García C. y Olaya J. (1984). Dosificación de hormigones ligeros con cascarilla de café. *Ingeniería e Investigación*, N° 8, 1984, 2248-8723. págs. 51-56, Recuperado de: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=4902793>
- Roychand R., Kilmartin-Lynch S., Saberian M., Jie Li, Guomin Zhang, Chun Qing Li. (20 September 2023). Transforming spent coffee grounds into a valuable resource for the enhancement of concrete strength. *Journal of Cleaner Production*, Volume 419, 138205. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2023.138205>
- Moya L., Castañeda R. (2021). Evaluación de las propiedades mecánicas de morteros de cemento con sustitución de arena por posos de café. Universidad Católica de Colombia, Facultad de Ingeniería Civil.
- Moloch J., Rodríguez D. (2020). Adición de la

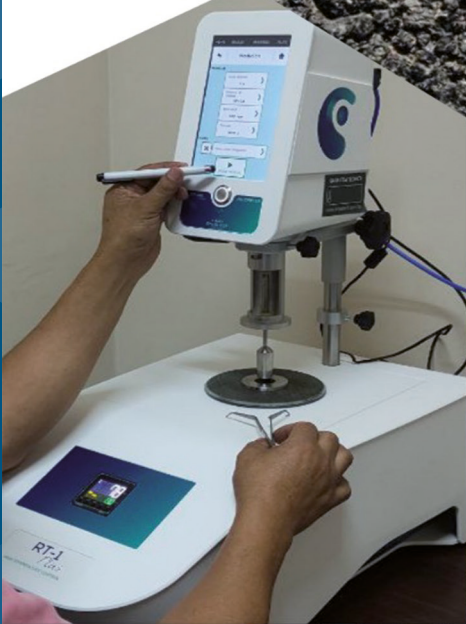
cascarilla de café y sus cenizas para Mejorar la resistencia a la compresión del concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, en las viviendas económicas de Moyobamba – 2020. Universidad Cesar Vallejo, Facultad de Ingeniería y Arquitectura Civil, Perú. Dixit A., Gupta S., Sze Dai Pang, Harn Wei Kua. 20 November 2019). Waste Valorisation using biochar for cement replacement and internal curing in ultra-high performance concrete. *Journal of Cleaner Production*, Volume 238, 117876. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.117876> Abd-Elal, E.-S., Araby, S., Mills, J.E., Youssf, O., Roychand, R., Ma, X., Zhuge, Y., Gravina, R.J., 2019. Novel approach to improve crumb rubber concrete strength using thermal treatment. *Construct. Build. Mater.* 229, 116901. Chen, L., Zhang, Y., Labianca, C., Wang, L., Ruan, S., Poon, C.S., Ok, Y.S., 2022. Carbonnegative cement-bonded biochar particleboards. *Biochar* 4 (1), 1–9.

Liu, J., Liu, G., Zhang, W., Li, Z., Xing, F., Tang, L., 2022. Application potential analysis of biochar as a carbon capture material in cementitious composites: a review. *Construct. Build. Mater.* 350, 128715

Quintana G., Velásquez J., Gómez C., Echavarría Y. (2018), Adsorción de NI (II) en carbón activado de cascarilla de café. *Investigaciones Aplicadas*, Vol. 2, N° 1, 2008, págs. 1-6. ISSN-e 2011-0413. DOI: <http://convena.upb.edu.co/revistaaplicada> Norma ASTM C 94/C 94M – 03^a

Jurado C., Mendoza M. (2021). Desempeño sísmico de un edificio aporticado de 5 pisos diseñado con el reglamento nacional de edificaciones pero aceptando una deriva máxima de 1%. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería

LABORATORIO DE ASFALTOS



EFICIENCIA DE LOS MÉTODOS ESTADÍSTICOS DE IMPUTACIÓN DE LA ESTACIÓN METEOROLÓGICA DE TUMPEKA

Campos,J.¹, Bellido, J.², Espada,C.³, Huaranca, J.⁴, Ibarra,A.⁵

- 1 Docente investigador en el área de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317 N° 573, Campus Universitario Ex REFISUR, Sucre, Bolivia. E-mail: campos.edgar@usfx.bo.
- 2 Docente investigador en el área de Ingeniería de Sistemas de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317 N° 573, Campus Universitario Ex REFISUR, Sucre, Bolivia. E-mail: bellido.boris@usfx.bo.
- 3 Estudiante investigadora en el área de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317 N° 573, Campus Universitario Ex REFISUR, Sucre, Bolivia. E-mail: carlyveronica93@gmail.com.
- 4 Estudiante investigadora en el área de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317 N° 573, Campus Universitario Ex REFISUR, Sucre, Bolivia. E-mail: huaranca@gmail.com .
- 5 Estudiante investigador en el área de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317 N° 573, Campus Universitario Ex REFISUR, Sucre, Bolivia. E-mail: sensey.dumb12@gmail.com

RESUMEN

La investigación pretende hacer conocer la eficiencia, al aplicar el o los métodos de relleno de datos faltantes de precipitación pluvial, tomando en cuenta las características del lugar, ya que esta información es crucial para la gestión adecuada de los recursos hídricos. Los datos de precipitación se utilizan para estimar la disponibilidad de agua en una región determinada, lo que es importante para la planificación y gestión de proyectos de infraestructura hidráulica, como represas, canales, sistemas de riego y abastecimiento de agua.

En Sucre-Bolivia, la captación de estos datos pluviales se dan a través de pluviógrafos, de estaciones pluviométricas y recientemente por telemetría. Los cuales están sujetos a errores humanos y sistemáticos.

Este artículo analiza la utilidad y eficiencia de los métodos Razón Normal, U.S. National Weather Service y Regresión Lineal, según las características de la zona estudiada, para el relleno de datos faltantes de precipitación de la estación de Tumpeka ubicada en la cuenca hidrográfica de Ravelo, la cual es muy importante para el municipio de Sucre ya que es su principal fuente de abastecimiento de agua potable.

De esta manera se pretende maximizar el aprovechamiento de los datos meteorológicos y que estos sean utilizados como una alternativa eficaz para las estaciones de Bolivia en las cuales no existen registros totales de precipitación pluvial o si existen, estas cuentan con escasa información.

Palabras clave: Tumpeka, eficiencia, imputación, meteorología.

SUMMARY

The research aims to make known the efficiency, by applying the method(s) of filling in missing rainfall data, taking into account the characteristics of the place, since this information is crucial for the proper management of water resources. Precipitation data is used to estimate water availability in a given region, which is important for planning and managing hydraulic infrastructure projects such as dams, canals, irrigation and water supply systems.

In Sucre-Bolivia, these rainfall data are collected through rain gauges, rainfall stations and recently by telemetry. Which are subject to human and systematic errors.

This article analyzes the usefulness and efficiency of the Normal Ratio, U.S. methods. National Weather Service and Linear Regression, according to the characteristics of the studied area, to fill in missing precipitation data from the Tumpeka station located in the Ravelo hydrographic basin, which is very important for the municipality of Sucre since it is its main source of drinking water supply.

In this way, the aim is to maximize the use of meteorological data and for these to be used as an effective alternative for the Bolivian stations in which there are no total records of rainfall or, if they do exist, they have little information.

Keywords: Tumpeka, efficiency, imputation, meteorology

INTRODUCCIÓN

“Las estaciones meteorológicas desempeñan un papel fundamental en la recopilación y seguimiento de datos atmosféricos cruciales para comprender los patrones climáticos y proporcionar pronósticos precisos del tiempo. Sin embargo, la calidad de los datos recopilados puede verse comprometida debido a diversos factores, incluidas las fallas técnicas, el mantenimiento irregular y las condiciones ambientales extremas.” (Climatología y Meteorología – I.E.S. T-004 Normal «Gral. Toribio de Luzuriaga», s. f.) Según (Serrano Vincenti et al., 2012) la presencia de datos faltantes en los registros meteorológicos puede tener un impacto significativo en la precisión de los análisis climáticos y en la fiabilidad de los pronósticos.

El relleno de datos es estimar la precipitación de los registros faltantes con el menor error posible respecto de su ocurrencia real con las estaciones más cercanas y consistentes. “Si al graficar los valores acumulados de lluvia en ambos ejes, la

recta obtenida presenta una sola pendiente, los registros históricos de la serie analizada son consistentes.” (Chávez-De La Lima et al., 2022) Dentro de las técnicas para relleno de datos pluviométricos existe una amplia variedad; sin embargo, la elección del método debería depender de las características geomorfológicas del área de estudio.

U.S.National Weather Service.

Este procedimiento ha sido verificado teóricamente como empíricamente y considera que el dato faltante de una estación X por ejemplo, puede ser estimada en base a los datos observados en las estaciones circundantes. (Quispe Mamani, 2018)

El método puede ser aplicado para estimar valores diarios, mensuales o anuales faltantes. El método consiste en ponderar los valores observados en una cantidad W, igual al recíproco del cuadrado de la distancia entre cada estación vecina y la estación(NAMA-ADMIN, s. f.)

Como se observa en la ecuación:

$$P_x = \frac{\sum P_i * w_i}{\sum w_i} \quad (1)$$

Pi = Precipitación observada para la fecha de la faltante, en las estaciones auxiliares circundantes.

wi = 1/Di2 Siendo Di la distancia entre cada estación circundante y la estación incompleta, en km.

Como la serie histórica de precipitación de la Estación Meteorológica de Tumpeka, presentó datos faltantes que difieren en más del 10% de esta Estación, se utilizó el método del U.S. Weather(1) para las estaciones meteorológicas con radio de distancia menor a 20 kilómetros, como se muestra en la tabla 7.

Tabla 7

Distancia entre estaciones y la estación de Tumpeka.

Tumpeka	Potolo	10.73 km.
	Cajamarca	5,89 km.
	Ravelo	18,445 km.

*Nota: verificación de la distancia menor a 20 km.
Razón normal:*

Este método se basa en la relación constante entre los valores de precipitación de dos estaciones, una de las cuales tiene datos completos y la otra no.(Carrera-Villacrés et al., 2016)

Los valores mensuales, anuales o medios tiende a ser constante. Para aplicar este método, se necesitan tres o más estaciones cercanas y confiables, que estén uniformemente espaciadas con respecto a la estación en estudio. (Carrera-Villacrés et al., 2016)

$$P_x = \frac{N_x}{n} * \sum_{i=1}^n \frac{P_i}{N_i} \quad (2)$$

Donde:

Px = registro de precipitación a ser completado

n = número de estaciones auxiliares

Pi = precipitaciones de las estaciones vecinas
Regresión Lineal

En el modelo de regresión lineal se requiere de una estación “donante” y preferiblemente cercana a la estación con datos faltantes (Mendenhall,1990).

La fórmula es:

$$y = \beta_0 + \beta_1 x \quad (3)$$

Donde:

“y” es el dato de precipitación a rellenar.

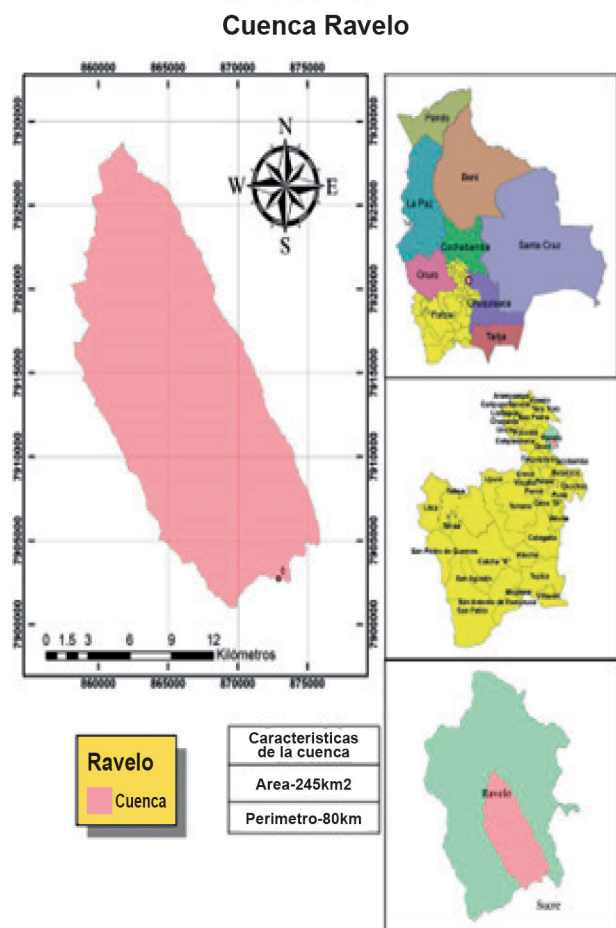
Los coeficientes “B0” y “B1” se obtienen de la regresión.

La variable independiente “x” son las precipitaciones de la estación “donante”.

Este método es mayormente usado cuando no se disponen de muchos datos de precipitación.

La cuenca Ravelo, forma parte de la cuenca Cachimayu, según datos obtenidos de del ministerio y medio ambiente de agua (MMAyA) perteneciente a los departamentos de Chuquisaca y Potosí y recorre los municipios de Sucre, Ocurí, Ravelo; se ubica entre las coordenadas geográficas 18°48'17" a 18°58'99" de latitud Sur y 65°51'3" a 65°18'30" de longitud Oeste, ocupa un área aproximada de 245 Km² y un perímetro de 80 Km.

Figura 1
Características de la cuenca de estudio



Nota: esta imagen muestra las características de la cuenca de estudio y su ubicación geográfica

La cuenca Ravelo representa un total del 15% de la Macrocuena de Cachimayu, siendo la fuente principal de abastecimiento de recursos hídricos para Sucre.

Como se encuentra ubicada en una zona montañosa, dificulta la obtención de datos y su accesibilidad. Y a pesar de que la cuenca de Ravelo, cuenta con estaciones meteorológicas, los datos recopilados tienden a ser incompletos.

A causa de ese problema, se generan incertidumbres en la toma de decisiones para la Obra de Toma de Tumpeka.

El objetivo general es identificar la eficacia de diferentes métodos estadísticos de imputación en registros mensuales de la estación meteorológica de Tumpeka.

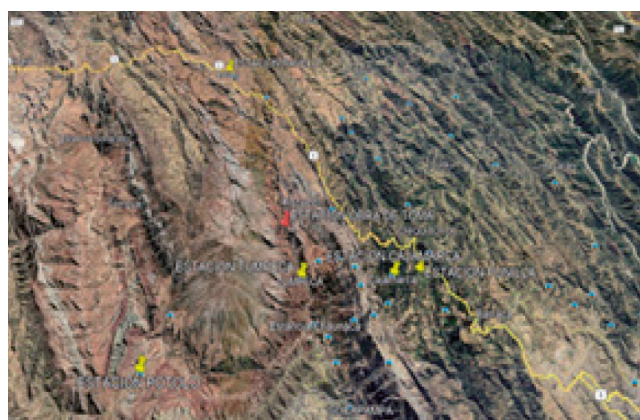
MATERIALES Y MÉTODOS

Se utilizó un programa comparativo detectando las precipitaciones mensuales completas de la estación Tumpeka, año 2022. (tabla 1). Se desechó los valores de dicha gestión, para utilizar los métodos estadísticos y que de esta manera se pueda realizar la comparación entre valores obtenidos por los métodos estadísticos y los valores verdaderos.

Obtención de datos:

Para la investigación se solicitó la información necesaria de la empresa ELAPAS (Empresa Local de Agua Potable y Alcantarillado de SUCRE) gracias a solicitudes y los convenios existentes entre la universidad y la empresa, se obtuvo información de las bases de datos de las estaciones de Ravelo, Tumpeka, Potolo y Cajamarca como se muestra en la figura 2, marcadas de color amarillo.

Figura 2
Estaciones meteorológicas



Nota: esta imagen muestra las estaciones de estudio.

Se utilizó el software PC-400 debido a que los datos se encontraban en formato datalogger, este versátil software admitió la visualización en un formato más accesible para ejecutar el trabajo de más 14000 datos de precipitación

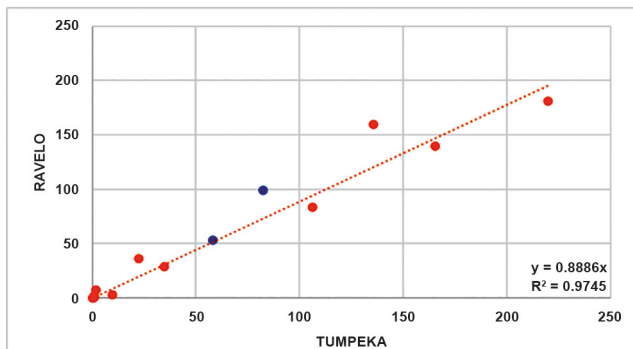
medidas cada 5 minutos de las gestiones 2019 a las 2023.

Una vez exportados los datos a Excel y con ayuda de las herramientas Python y la biblioteca Pandas, se armaron las series de precipitación mensual total, se verificó la falta de registros de los últimos años en las distintas estaciones. Como se puede ver en las tablas 1, 2, 3 y 4.

Análisis de consistencia:

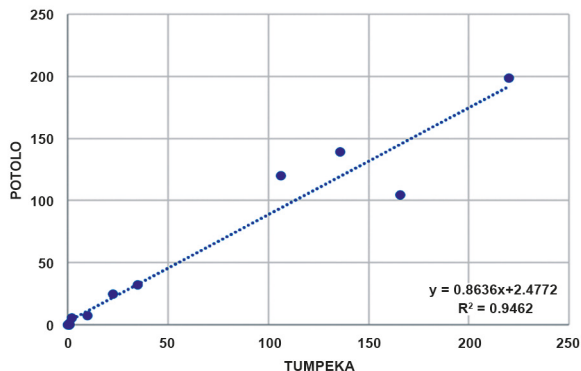
Se aplicó el análisis de consistencia para la estación de Tumpeka, con las estaciones de Ravelo, como muestra ver la figura 3; con las estación de Potolo, como se muestra en la figura 4 y con la estación de Cajamarca, como se muestra en la figura 5; obteniendo en todos los casos datos consistentes.

Figura 3
Consistencia de la cuenca de Ravelo y Tumpeka



Nota: esta imagen muestra la consistencia existente entre ambas estaciones

Figura 4
Consistencia de la cuenca de Potolo y Tumpeka



Nota: esta imagen muestra la consistencia existente entre ambas estaciones

Figura 5
Consistencia de la cuenca de Cajamarca y Tumpeka

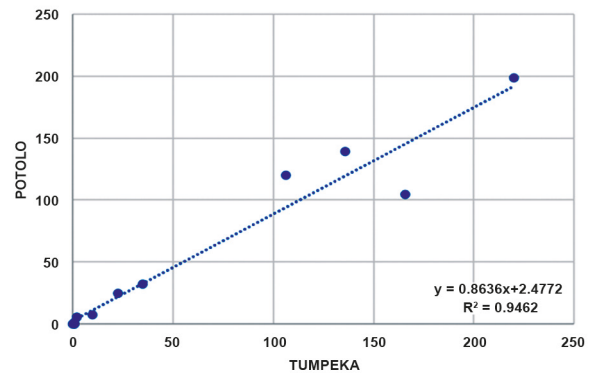


Tabla 3
Valores de precipitaciones de la estación de Potolo.

Estación: Potolo	Precipitación Mensual Total				
Años	2019	2020	2021	2022	2023
Enero	124.8	177.1	111.2	198.7	89.3
Febrero	218.3	161.3	135.9	139.2	145
Marzo	72.7	102.8	91.6	104.5	146.1
Abril	110	7.5	23.2	24.9	7.3
Mayo	20	0.2	0	0.8	1.2
Junio	5.2	0	0	0	0
Julio	10.9	0	0	0	1.2
Agosto	0	0	14	0	
Septiembre	25.8	44.8	49.4	5.5	
Octubre	76	101.2	22.5	32.2	
Noviembre	68.8	27	58.3	7.3	
Diciembre	78.3	88.8	426.3	120.1	
PMT	67.5666667	59.225	77.7	52.76667	

Nota: esta tabla muestra la cantidad de datos existentes en la estación.

Tabla 4
Valores de precipitaciones de la estación de Tumpeka.

Estación: Ravelo	Precipitación Mensual Total				
Años	2019	2020	2021	2022	2023
Enero		276.7	172.2	181.2	57
Febrero		290.1	188.5	159.5	171
Marzo		103.4	166.3	139.9	159.7
Abril	68.7	25.7	29.7	35.9	24.9
Mayo	16.3	3.7	0.1	2.3	
Junio	6.5	0.9	1	0.7	
Julio	15.8	0	0.3	0.1	
Agosto	0.4	11.3	15.7	0.1	
Septiembre	30.3	91.6	33.4	7.2	
Octubre	50.8	153.4	28.6	28.9	
Noviembre	125.2	7.6	45.3	2.9	
Diciembre	119.7	160.8	511.9	83.3	
PMT		93.7667	99.4167	53.5	

Nota: esta tabla muestra la cantidad de datos existentes en la estación.

RESULTADOS

Los valores obtenidos, después de utilizar los diferentes métodos para el análisis, mostraron la existencia de errores de hasta el 650% en el método U.S.National Weather Service. El método adopta errores elevados en los meses de Abril Mayo y Junio (épocas secas). No obstante los meses de septiembre noviembre diciembre enero (épocas lluviosas), se presentan con un bajo error relativo, tanto que el error para esos meses difiere entre el 4% y 15%(Tabla 6).

El método de la Razón Normal muestra un error de hasta el 275%, los valores más elevados están en los meses de Enero, Marzo, Abril, Mayo, Junio y Septiembre (épocas secas y lluviosas). No obstante para los meses de Febrero, Octubre, Noviembre y Diciembre (épocas lluviosas), se presenta un bajo error relativo.

En el método de la regresión lineal se obtienen porcentajes altos de error en los meses de Enero y Abril, también se muestran errores bajos en los meses de Octubre, Noviembre y Diciembre.

Cabe destacar que, aunque en los meses de Mayo, Junio, Julio y Agosto se presentan porcentajes de error bastante altos en los 3 métodos, en realidad representan una pequeña diferencia de unos 2 o 3 milímetros respecto al valor original

Tabla 5
Valores comparativos aplicando el método U.S.National Weather Service, para la gestión 2022 en la estación de Tumpeka.

2022	TUMPEKA VALOR OBTENIDO	TUMPEKA VALOR VERDADERO	Error	Error relativo %
ENE.	211	220	9.00	4%
FEB.	230	135.7	94.30	69%
MAR.	144	165.6	21.60	13%
ABR.	53	22.5	30.50	136%
MAY.	6	0.8	5.20	650%
JUN.	3	0.8	2.20	275%
JUL.	0	0	0	0%
AGO.	0	0.6	0.60	100%
SEP.	2	1.9	0.10	5%
OCT.	47	34.9	12.10	35%
NOV.	9	9.8	0.80	8%
DIC.	123	106.2	16.80	16%

Nota: esta tabla muestra el relleno de datos y los resultados del error relativo porcentual, aplicando el método U.S.National Weather Service.

Tabla 6
Valores comparativos aplicando el método de la Razón Normal, para la gestión 2022 en la estación de Tumpeka.

2022	TUMPEKA VALOR OBTENIDO	TUMPEKA VALOR VERDADERO	Error	Error relativo %
ENE.	146	220	74.00	34%
FEB.	149	135.7	13.30	10%
MAR.	108	165.6	57.60	35%
ABR.	43	22.5	20.50	91%
MAY.	3	0.8	2.20	275%
JUN.	3	0.8	2.20	275%
JUL.	0	0	0	0%
AGO.	0	0.6	0.60	100%
SEP.	6	1.9	4.10	216%
OCT.	37	34.9	2.10	6%
NOV.	10	9.8	0.20	2%
DIC.	100	106.2	6.20	6%

Nota: esta tabla muestra el relleno de datos y los resultados del error relativo porcentual, aplicando el método de la Razón Normal.

Tabla 7
Valores comparativos aplicando el método Regresión lineal, para la gestión 2022 en la estación de Tumpeka.

2022	TUMPEKA VALOR OBTENIDO	TUMPEKA VALOR VERDADERO	Error	Error relativo %
ENE.	221	220	1.31	1%
FEB.	158	135.7	22.18	16%
MAR.	178	165.6	12.61	8%
ABR.	73	22.5	50.66	225%
MAY.	0	0.8	0.80	100%
JUN.	2	0.8	1.20	150%
JUL.	0	0	0	0%
AGO.	0	0.6	0.60	100%
SEP.	0	1.9	1.90	100%
OCT.	26	34.9	8.76	25%
NOV.	18	9.8	7.98	81%
DIC.	146	106.2	40.03	38%

Nota: esta tabla muestra el relleno de datos y los resultados del error relativo porcentual, aplicando el método de Regresión lineal.

CONCLUSIONES:

Al realizar el análisis se pudo observar, que los métodos varían su eficacia dependiendo de la época (lluviosa y seca) y también de la cantidad de datos disponibles en las estaciones más cercanas .

Esta discrepancia de valores obtenidos por los diferentes métodos en la cuenca estudiada, identifica la no existencia de un único método

recomendable para el relleno de datos de la zona específicamente estudiada.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Degaetano, A. T.; Eggleston, K. L. and Knapp, W. W. 1995. A method to estimate missing maximum and minimum temperature observations. *J. Appl. Meteorol.* 34(2):371-380.

Barrios, A., Trincado, G., & Garreaud, R. (2018). Alternative approaches for estimating missing climate data: Application to monthly precipitation records in South-Central Chile. *Forest Ecosystems*, 5(1), 28. <https://doi.org/10.1186/s40663-018-0147-x>

Chávez-De La Lima, J. D., Olguín-López, J. L., Guevara-Gutiérrez, R. D., Mancilla-Villa, Ó. R., Palomera-García, C., Cruz-Sandoval, G., Chávez-De La Lima, J. D., Olguín-López, J. L., Guevara-Gutiérrez, R. D., Mancilla-Villa, Ó. R., Palomera-García, C., & Cruz-Sandoval, G. (2022). Consistencia, homogeneidad y distribución de la precipitación pluvial y temperatura, Región Sierra de Amula, Jalisco, México. *Revista Geográfica de América Central*, 68, 353-378. <https://doi.org/10.15359/rgac.68-1.13>

Climatología y Meteorología – I.E.S. T-004 Normal «Gral. Toribio de Luzuriaga». (s. f.). Recuperado 19 de agosto de 2023, de <https://ens9004-infd.mendoza.edu.ar/sitio/climatologia-y-meteorologia/>
Guía de prácticas climatológicas. (2018).

NAMA-ADMIN. (s. f.). Libro: Hidrología para estudiantes de ingeniería civil - Wendor Chereque Morán. Hidro SM. Recuperado 20 de agosto de 2023, de

<https://www.hidrosm.com/2021/02/libro-hidrologia-para-estudiantes-de.html>

Quispe Mamani, J. C. (2018). Curvas IDF para la estación meteorológica de Viacha, departamento de La Paz. *Revista de Investigación e Innovación Agropecuaria y de Recursos Naturales*, 5(1), 99-105.

Serrano Vincenti, S., Zuleta, D., Moscoso, V., Jácome, P., Palacios, E., & Villacís, M. (2012). Análisis estadístico de datos meteorológicos mensuales y diarios para la determinación de variabilidad climática y cambio climático en el Distrito Metropolitano de Quito. *La Granja*, 16(2), 23. <https://doi.org/10.17163/lgr.n16.2012.03>.



REALIZAMOS

- **ENSAYOS EN EMULSIONES ASFÁLTICAS.**
- **ENSAYOS EN DILUIDOS.**
- **ENSAYOS EN CEMENTOS ASFÁLTICOS.**
- **DISEÑO DE PAVIMENTO “MÉTODO AASHTO 93”.**
- **DISEÑO DE PAVIMENTOS “MÉTODO MECANICISTA”.**
- **DISEÑO DE CARPETAS DE RODADURA “FLEXIBLE - RÍGIDO”.**
- **EVALUACIÓN FUNCIONAL Y ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS RÍGIDOS Y FLEXIBLES.**
- **CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS VIALES.**
- **ASESORAMIENTO Y SUPERVISIÓN.**

INFLUENCIA DE LA VARIACIÓN GRAVITACIONAL EN ESTRUCTURAS DE VARIOS PISOS

Nieves, J.¹, Nieves, W.²

1 Ingeniero civil titulado de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: piernievesquiroz@gmail.com

2 Docente investigador en el área de estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: nieves.walter@usfx.bo

Recibido: -

Aceptado: -

Publicado: -

RESUMEN

En el transcurso de la historia con el pasar de los años la tendencia en edificaciones cada vez se ve dirigida en su dirección vertical, es decir edificios cada vez más altos.

Esta tendencia más allá de ser un símbolo de poder económico representa una necesidad debido al aumento acelerado de la densidad poblacional. La implementación de edificios de gran altura significa un aprovechamiento en la escala vertical de estos bienes inmuebles.

Actualmente las cargas que afectan a los sistemas estructurales se dividen en tres tipos que son gravitacionales, vivas y accidentales. En la presente investigación se hará énfasis en la acción gravitacional sobre los volúmenes a considerar en un diseño.

Las cargas gravitacionales son cargas que actúan sobre una estructura como efecto de la acción de la gravedad. En la ingeniería estructural cuantificar la solicitación de cualquier tipo de carga constituye una de las tareas más difíciles por lo arduo que es estimar con precisión los elementos que pasaran al servicio, por lo tanto en la mayoría de códigos de diseño se incluyen las llamadas combinaciones de carga que son unos factores de mayoración ante la incertidumbre de la carga final, aunque de manera errónea se trabaja con valores de gravedad de 9.81 m/s^2 o en su defecto de 10 m/s^2 se debería considerar un valor más preciso con el fin de aumentar la eficiencia del uso de los materiales de refuerzo.

Palabras clave: Gravedad, cargas de servicio, solicitaciones en estructuras.

ABSTRACT

In the course of history, with the passing of the years, the trend in buildings is increasingly directed in its vertical direction, that is, increasingly taller buildings.

This trend, beyond being a symbol of economic power, represents a necessity due to the accelerated increase in population density. The implementation of high-rise buildings meant a vertical scale use of these real estate.

Currently, the loads that affect structural systems are divided into three types: gravitational, live and accidental. In this research, emphasis will be placed on the gravitational action on the volumes to be considered in a design.

Gravitational loads are loads that act on a structure as a result of the action of gravity. In structural engineering, quantifying the stress of any type of load is one of the most difficult tasks due to how difficult it is to accurately estimate the elements that will be put into service, therefore the so-called combinations of loads are included in most design codes. Load that are increasing factors in the face of the uncertainty of the final load, although we erroneously work with gravity values of 9.81 m/s^2 or, failing that, 10 m/s^2 , a more precise value should be considered in order to increase the efficiency of the use of reinforcing materials.

Key words: Gravity, service loads, loads on structures.

INTRODUCCIÓN

Las edificaciones alrededor del mundo llegaron a introducirse en la cultura actual desde finales del siglo XIX hasta la actualidad en el siglo XXI. Las estructuras de varios pisos vienen como solución o alternativa al acelerado crecimiento poblacional, a la migración y al crecimiento de las economías ante el desarrollo acelerado e inminente de los núcleos urbanos de las ciudades del mundo.

El desmesurado crecimiento geométrico a exponencial dependiendo de la ciudad ha generado un redoble de esfuerzos en la construcción de edificios de gran altura, estos edificios de gran altura se hallan situados alrededor del mundo significando que estos se hallan situados en distintas latitudes, longitudes y alturas sobre el nivel del mar.

Figura 1
Edificio Burj Khalifa, Emiratos Árabes Unidos



Fuente: Pexels.com, uso gratuito.

Considerando que hace ya más de un siglo se popularizó los edificios de gran altura estos ya tienen una tendencia marcada a crecer con

límites nunca antes pensados, siendo así que se discute entre distintos edificios la tutela del edificio más alto del mundo.

Tabla 1

Los 5 edificios más altos del mundo

Edificio	País	Altura oficial	Altura del último piso
Burj Khalifa	Emiratos Árabes Unidos	828 m	585 m
Merdeka	Malasia	679 m	503 m
Torre de Shanghái	China	632 m	583 m
Makkah Royal Clock Tower	Arabia Saudita	601 m	494 m
Ping An Finance Center	China	599 m	562 m

Fuente: Elaboración propia

En edificios pequeños de hasta 10 pisos el considerar un efecto de la gravedad diferente al convencional resulta insulso por consideración general, sin embargo, se debe considerar que la gravedad varía según la altura sobre el nivel del mar, siendo más específicos, de acuerdo a la cota o nivel que ostente cualquier edificio desde su nivel de fundación hasta su pico más alto la gravedad ira variando.

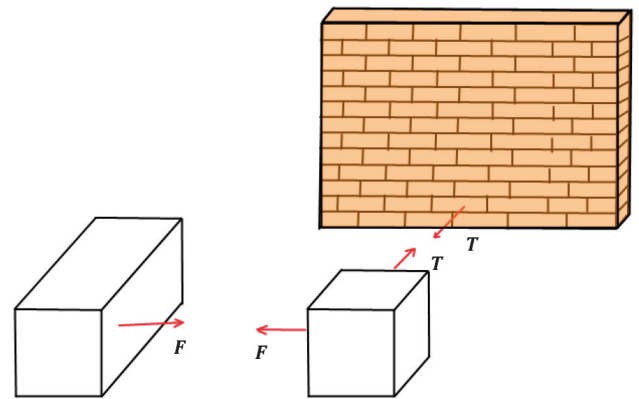
La gravedad es una fuerza fundamental de la naturaleza que atrae a los objetos con masa entre sí. Es la fuerza responsable de la interacción mutua entre todos los cuerpos con masa en el universo. La magnitud de la fuerza gravitatoria entre dos objetos depende de sus masas y de la distancia que los separa. Según la teoría de la gravedad de Isaac Newton, esta fuerza se describe mediante la Ley de la Gravitación Universal.

Añadiendo entonces, el enunciado previo indica que todos los cuerpos se atraen indiferentemente de su masa propia por la cual este constituida, siendo así que existe muchas fuerzas de atracción relativas de acuerdo a la posición en la cual uno este, es decir que un cuerpo es atraído por cuerpos de su alrededor, por ejemplo, el

cuerpo de una persona, la mesa, el muro, etc. Pero al estar este rodeado de distintos objetos de masas relativamente pequeñas estas no son determinantes al alterar el equilibrio de un cuerpo, además la masa influyente que atrae a los humanos y solidos del planeta es la masa del planeta tierra.

Figura 2

Esquema de fuerzas de atracción generadas por "n" objetos en un entorno.



Fuente: Elaboración propia

En lo cotidiano un cuerpo al estar sometido a tantas fuerzas de atracción con pesos significantes estas tienden a llegar a un equilibrio estático, siendo así que la fuerza de atracción mas importante es la generada por la enorme masa de tierra del planeta, esta es la que influye a las estructuras.

Existen distintas maneras de determinar variación de la gravedad respecto a su coordenada vertical respecto a la altura sobre el nivel del mar.

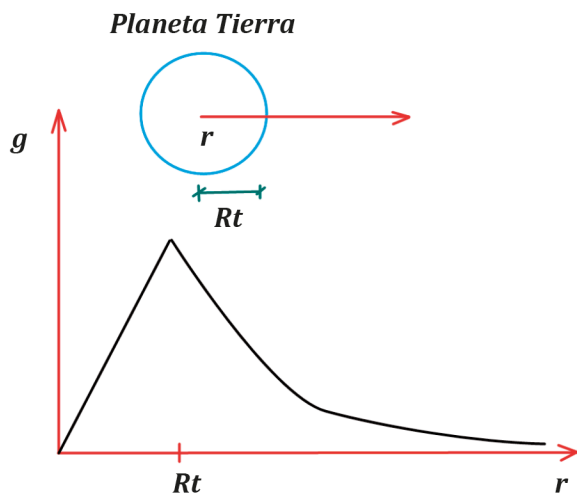
Los edificios de gran altura al estar situados alrededor del mundo poseen distintas coordenadas y alturas sobre el nivel del mar, siendo estas determinantes para definir el efecto de la gravedad sobre las estructuras, la gravedad conforme uno se va acercando al núcleo de la tierra va variando considerando el "Modelo para una densidad que disminuye gradualmente desde el centro de la tierra hasta su superficie" que alega que en lugar de considerar una o

mas estratos de tierra de densidad uniforme, cabe plantear una disminución gradual de la densidad de la tierra hasta la superficie, este modelo indica que la aceleración de la gravedad aumentaría al desplazarse desde el centro de la tierra hacia afuera, alcanzando un valor máximo de 10.22 m/s² a 5420 metros desde el centro de la tierra y a partir de ese punto decrecería hasta la superficie donde alcanzaría un valor de 9.8 m/s². Esto alega que la aceleración conforme uno se vaya alejando del núcleo va disminuyendo.

Considerando un modelo de análisis distinto en el cual se supone que la densidad de la tierra fuera constante donde la masa de la tierra se distribuyera de manera homogénea la variación de la aceleración de la gravedad con la distancia del centro de la tierra sería lineal, aunque después de salir del ultimo estrato terrestre este iría decreciendo. El modelo a mostrar llamado "Modelo para una densidad constante de las dos capas principales de la Tierra (Núcleo y manto).

Figura 3

Esquema de variación de la gravedad de acuerdo a la posición de la coordenada r.



Fuente: Elaboración propia

La ecuación de la gravedad sobre una superficie de un planeta típicamente esférico viene dada por consideración de que la densidad de la Tierra es totalmente esférica de radio R.

Fórmula 1

$$g = -\frac{GM(r)}{R^2} \quad (1)$$

Donde G es la constante gravitacional y M(r) es la masa condensada dentro de un radio r, representando la gravedad de la tierra a nivel de superficie, sin embargo, el termino R puede ser reemplazado por una variable quedando una ecuación que puede determinar el valor de la gravedad a cualquier distancia determinada a partir del centro de la Tierra.

Para determinar la gravedad a partir de una referencia de nivel del mar se realiza una traslación de ejes al nivel del mar. (0 m.s.n.m.)

Fórmula 2

$$g_h = -\frac{GM(r)}{(R+h)^2} \quad (2)$$

Donde R representa el radio de la curvatura de la tierra y h representa la coordenada de altura respecto al nivel del mar.

Reemplazando la fórmula 1 en la fórmula 2

Fórmula 3

$$g_h = g \left(\frac{R}{R+h} \right)^2 \quad (3)$$

Obteniendo la fórmula para determinar la gravedad en una altura cualquiera h en unidades de [m].

Esta simplificación es válida debido a que considerando la forma real del planeta Tierra, propiamente un geoide, debido a que la fuerza de atracción es inversamente proporcional al cuadrado de la distancia, lo cual implica que en el Ecuador la fuerza de gravedad es menor que en otras latitudes y a medida que se desplace al sur o norte esta fuerza se irá incrementando, aunque

los efectos de fuerza centrífuga y achatamiento de los polos hacen que la gravedad en el Ecuador sea un 0.5% menor que en los Polos.

La cuantificación de distintas obras en muchos casos, particularmente con fines comerciales es medida por costo por metro cuadrado de acuerdo a la cantidad de materiales de refuerzo considerados en su diseño y a los metros cúbicos de hormigón utilizados en su construcción, siempre y cuando se considere como una estructura de hormigón armado.

La decisión de cuantificar y disponer de acero de refuerzo en una estructura de hormigón armado depende netamente de los momentos de diseño obtenidos en el cálculo, estos momentos de diseño provienen de la combinación más crítica de las combinaciones de carga de los distintos reglamentos de diseño.

Considerando

Fórmula 4

$$U = 1.4D \quad (4)$$

Fórmula 5

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad (5)$$

Fórmula 6

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + 1(L \text{ o } 0.5W) \quad (6)$$

Fórmula 7

$$U = 1.2D + (1 \text{ o } 1.4)E + L + 0.2S \quad (7)$$

Fórmula 8

$$U = 0.9D + (1 \text{ o } 1.6)W \quad (8)$$

Fórmula 9

$$U = 0.9D + (1 \text{ o } 1.4)E \quad (9)$$

Fuente: Código ACI 318-14

De acuerdo a tales formulas se adopta la carga de servicio a aquella que genera una mayor carga de servicio último, siendo en la mayoría de los casos la más incidente la fórmula 5. El mejor uso del valor de la acción gravitatoria mejorara la cuantificación de las cargas y consecuentemente un mejor aprovechamiento de materiales de refuerzo, considerando estructuras de hormigón armado, aunque en estructuras de distinto índole como ser estructuras metálicas, el peso propio de la estructura metálica no es incidente al momento de diseño, sin embargo, las cargas de servicio sufren el mismo inconveniente, no son cuantificadas de acuerdo a su correcta influencia gravitatoria.

La presente investigación propone que se tome a consideración la influencia gravitatoria al momento de realizar cuantificaciones de cargas de servicio y cargas de peso propio, ya que la tendencia de construir edificios de mayor altura cada vez se consolida más, el problema radica en que ahora la edificación más grande que se halla en construcción ya logra alcanzar los 1007 metros, este se llama Jeddah Tower ubicado en Arabia Saudí. Aunque su altitud media de Arabia Saudí alcance los 551 m.s.n.m. este tipo de edificios se ira replicando en un futuro en distintas ciudades del mundo, por ejemplo, entre las ciudades con altitud mayor del mundo, Potosí Bolivia que ciertas zonas alcanzan hasta los 4060 m.s.n.m. construir un edificio de características similares como lo es el Jeddah Tower tendrá un efecto relevante al momento de cuantificar cargas de diseño en los pisos más altos.

MATERIALES Y MÉTODOS

El método usado en la presente investigación es el método cuantitativo.

De acuerdo a la ecuación 3 obtenida esta puede ser evaluada para distintos medios. Considerando paneles de losa usuales en estructuras de vivienda comerciales que son generalmente en Bolivia de 6x6 [m]. Considerando un área útil de 1000 m2 que es un parámetro referencial

en estructuras de varios pisos, se puede llegar a considerar hasta 28 paneles de losa.

Considerando un hormigón de peso normal de acuerdo al ACI 318-14 de 2400 Kg/m³ consideramos un volumen representativo a cuantificar que carece de importancia su valor, se adoptara representativamente un volumen de losa de 3 m³.

Al momento de realizar los cálculos, es menester considerar que los kilogramos es una unidad de masa y no así un vector de peso, por lo tanto, obtenemos un volumen de hormigón de 7200 Kg.

Para definir el peso de la estructura se debe multiplicar por la gravedad, y con dicho peso se procederá al diseño de las estructuras, esto siempre y cuando sea considerado la misma masa de hormigón en el cálculo.

Consideraremos el análisis en dos puntos de dos masas de hormigón iguales, en diferentes posiciones respecto a la altura sobre el nivel del mar, el edificio ficticio de análisis será considerado uno con su cota o elevación de la primera planta a nivel del mar, y el otro a 4000 metros sobre el nivel del mar con una altura de edificio ficticio de 500 metros, el radio medio de la tierra de 6371000 metros y la aceleración de la gravedad a nivel del mar de 9.80665 m/s².

$$g_{(500)} = 9.8051 \frac{m}{s^2}$$

$$g_{(4500)} = 9.7928 \frac{m}{s^2}$$

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Considerando la aceleración de la gravedad en diferentes elevaciones, se procede al cálculo del vector peso de una masa de hormigón.

$$w_{(500)} = 70596.80 \text{ N} = 70.5968 \text{ KN}$$

$$w_{(4500)} = 70508.2413 \text{ N} = 70.5082 \text{ KN}$$

$$w_{(g=9.80)} = 70560 \text{ N} = 70.5600 \text{ KN}$$

Se presenta una clara diferencia numérica comprendida en los resultados expuestos, aunque a pesar de que esta carga no sea en su totalidad una carga incidente, esta cuando se procesan grandes cantidades de cubos de hormigón puede llegar a resultar significativa.

Notar que se cumple analíticamente que el efecto de aceleración de gravedad va disminuyendo conforme cualquier elemento se vaya alejando de la atmosfera.

Conclusiones

Se determina que la influencia de la gravedad en edificios de gran altura no resulta incidente al momento de determinar los momentos de diseño y las secciones de refuerzo, aunque en caso de contar con un estudio con exigencias muy altas en lo que concierne al diseño, este análisis es válido ya que permite cuantificar de manera más precisa el vector peso actuante sobre elementos estructurales, como ser los paneles de losa, vigas de hormigón armado y columnas de hormigón armado. A pesar de que aún no se contemplen edificios de gran escala vertical, es decir un edificio tan alto que la gravedad llegue a ser diferente en distintos pisos por la lejanía que tendría este con el núcleo de la tierra, es menester recalcar que en un futuro se contarán con edificios de mayor altura, siendo así que si será pertinente el cálculo de la influencia de la gravedad.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Takabeya, F. (1969). Estructuras de varios pisos. C.E.C.S.A
- Tipler, Paul A. (2000). Física para la ciencia y la tecnología (2 volúmenes). Barcelona: Ed. Reverté.
- Ortega, Manuel R. (1989-2006). Lecciones de Física (4 volúmenes). Monytex.
- Comité ACI 318 (2015). Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-14). ACI

Proyecto PRRD V – Mi Resiliencia

Curso Formación Continua
ANÁLISIS DE AMENAZAS

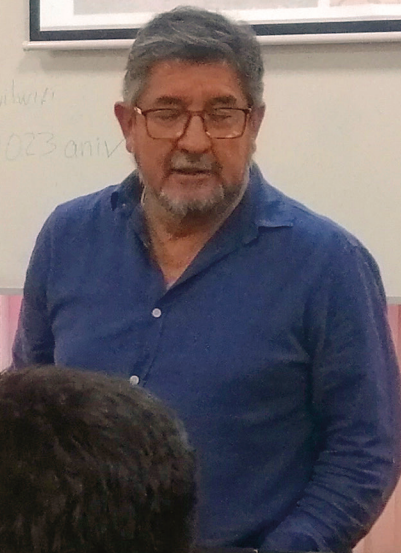
Octubre, 2023
Virtual- Bolivia

 **miResiliencia**

 **HELVETAS**
BOLIVIA



Civilización
2023 aniversario



DIAGNÓSTICO Y EVALUACIÓN SÍSMICA PRELIMINAR DE LA CATEDRAL METROPOLITANA DE SUCRE

Cuellar, M.¹, Arizaga, A.², Arraya, C.³, Bellido, L.⁴, Romero, D.⁵,

- 1 Docente Investigador en el área de Estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: mirkocuellar2405@gmail.com.
- 2 Técnico Superior en Construcción Civil, Estudiante Egresado en el área de Estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: alejan386@gmail.com
- 3 Investigadora en el Área de Estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: Carolfaby18@gmail.com.
- 4 Investigador en el Área de Estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: luisfernandobellidojim@gmail.com.
- 5 Investigadora en el Área de Estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: romerofloresdanitza27@gmail.com

Recibido: 11/10/2023

Aceptado:

Publicado:

RESUMEN

En la presente investigación se quiere determinar la vulnerabilidad sísmica de la catedral metropolitana de Sucre, una estructura expuesta a los duros efectos de los años y a los desastres naturales, estos son problemas muy serios que como consecuencia generan riesgo de colapso y extinción. El estudio de la seguridad estructural de este tipo de edificaciones es de vital importancia, por su apreciación dentro de la sociedad al ser parte de la historia del lugar. De este modo es necesario que el proyecto estructural esté basado en la “comprensión total” del comportamiento estructural del inmueble, así como de las características de sus materiales. Así mismo, el diagnóstico y evaluación de la seguridad deben estar basados tanto en información histórica, como en criterios adecuados para la conservación de las edificaciones históricas.

En la ciudad de Sucre contamos con muchas infraestructuras de piedra, sobre todo en el casco viejo, gran parte de estas infraestructuras son, edificaciones patrimoniales, que fueron escenarios de gran importancia y valor histórico a nivel nacional, tanto cultural, como también patrimonial.

Para analizar la Catedral Metropolitana De Sucre se realizará modelaciones con respuesta sísmica, se tomará con mayor relevancia el atrio central para que pueda ser evaluada en forma independiente del resto de la estructura. La idea de la modelación central surge cuando se presentan mecanismos de daño. Éstos se forman cuando el daño en la estructura crea secciones con comportamientos similares al de cuerpos rígidos. De esta forma, el daño actúa en forma de articulación o desliga el elemento del resto de la estructura.

Los resultados obtenidos de un modelo sirven de base para una mejor concepción del otro modelo, el cual puede utilizar una herramienta de análisis diferente. Así mismo, combinando los resultados de los diferentes modelos, es posible obtener una mejor y más completa estimación del comportamiento estructural de un edificio histórico.

Palabras clave: Vulnerabilidad, Riesgo Sísmico, Patrimonio Cultural, Edificios Históricos.

ABSTRACT

In the present investigation we want to determine the seismic vulnerability of the Sucre Metropolitan Cathedral, a structure exposed to the harsh effects of the years and natural disasters, these are very serious problems that as a consequence generate a risk of collapse and extinction. The study of the structural safety of this type of buildings is of vital importance, due to its appreciation within society as it is part of the history of the place. In this way, it is necessary that the structural project is based on the "total understanding" of the structural behavior of the property, as well as the characteristics of its materials. Likewise, the diagnosis and evaluation of safety must be based both on historical information and on appropriate criteria for the conservation of historic buildings.

In the city of Sucre we have many stone infrastructures, especially in the old town, a large part of these infrastructures are heritage buildings, which were scenes of great importance and historical value at the national level, both cultural and heritage.

To analyze the Metropolitan Cathedral of Sucre, modeling with seismic response will be carried out, the central atrium will be taken with greater relevance so that it can be evaluated independently from the rest of the structure. The idea of central modeling arises when damage mechanisms are presented. These are formed when the damage in the structure creates sections with behavior similar to that of rigid bodies. In this way, the damage acts as an articulation or separates the element from the rest of the structure.

The results obtained from one model serve as the basis for a better conception of the other model, which can use a different analysis tool. Likewise, by combining the results of the different models, it is possible to obtain a better and more complete estimate of the structural behavior of a historic building.

Key words: Vulnerability, Seismic Risk, Cultural Heritage, Historic Building

INTRODUCCIÓN

En este capítulo se encuentra las definiciones que nos ayudara a comprender el comportamiento de la estructura durante un sismo de una Edificación Patrimonial

SISMOLOGÍA

La Sismología encarga del estudio de los terremotos y la transmisión de ondas elásticas que se encuentra en el exterior e interior de la tierra, así mismo dando información de la estructura interna de la Tierra. Durante su estudio fue evolucionando de una manera satisfactoria que actualmente se pueden realizar estructuras antisísmicas.

Los registros más destacados en la historia fueron:

1. En 1664 Athanasius Kircher propuso que los terremotos serian causados por el movimiento del fuego dentro de un sistema de canales que existe dentro de la tierra.
2. En 1703 Martin Lister y Nicolas Lemery propusieron que los terremotos serian causados por explosiones químicas.
3. En 1755 fue donde creció más interés por entender el comportamiento y la causa de los terremotos, con las aportaciones de John Bevis y Jhon Michell que dieron el concepto que los terremotos eran ondas de movimientos causadas por masas de rocas que se mueven en el interior de la tierra.
4. En 1857 Robert Mallet fundo la Sismología Instrumental en que se llevó a cabo experimentos a base de explosivos.
5. En 1897 se obtuvo los cálculos teóricos de Emil Wiechert.
6. En 1906 Richard Dixon Oldham identifico las Ondas P, las Ondas S, y las ondas de Superficie en los sismogramas.
7. En 1910 Harold Jeffreys fue el primero en descubrir basándose en el estudio de las ondas sísmicas que el núcleo de la tierra en liquida
8. En 1960 se hizo el desarrollo de la teoría de las placas tectónicas, en el que se concretan conceptos en ciencias de la tierra.

VULNERABILIDAD SÍSMICA

Según (Barbat, 1998) el concepto de vulnerabilidad sísmica es indispensable en estudios sobre riesgo sísmico y para la mitigación de desastres por terremotos. Se entiende por riesgo sísmico, el grado de pérdidas esperadas que sufren las estructuras durante el lapso de tiempo que permanecen expuestas a la acción sísmica. A dicho lapso de tiempo se le denomina período de exposición o periodo de vida útil de la estructura. Por otra parte, la mitigación de los desastres, en el ámbito de la ingeniería, corresponde a la totalidad de las acciones que tienen como objetivo la mejora del comportamiento sísmico de los edificios de una zona, a fin de reducir los costes de los daños esperados durante el terremoto.

(Dolce et al., 1994). Menciona que, en la actualidad, los análisis de la vulnerabilidad sísmica de las diferentes estructuras existentes en nuestro medio, esto es: edificios, componentes de líneas vitales, estructuras esenciales y centrales nucleares entre otras, se encuentran en un nivel avanzado debido al trabajo realizado por investigadores y técnicos en los últimos 20 años.

MAGNITUDES DE LA ESCALA RICHTER. - Para su mejor comprensión en la energía disipada se hará una comparación con la energía de una detonación de TNT.

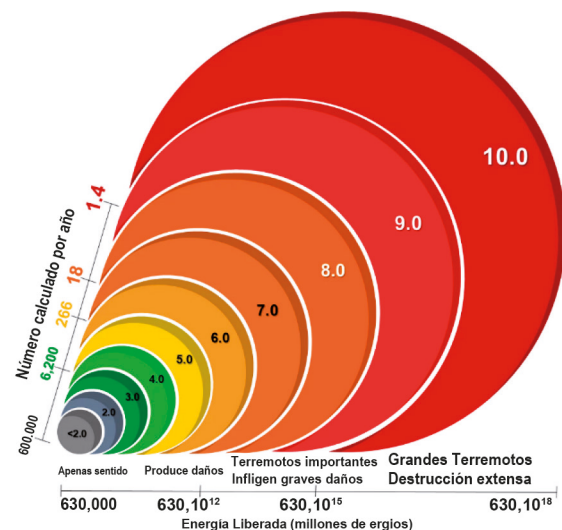


Figura 1: Efectos según la escala Richter.
Fuente: Revista ciencias de la tierra.

SISMICIDAD EN BOLIVIA

Los Sismos en Bolivia son de manera moderada que no cuentan con un registro extenso, solo fueron registrados los que ocasionaron grandes daños estructurales que se llevaron vidas humanas.

Sismos Históricos en Bolivia más importantes:

Terremoto 23 de marzo de 1899

- El mes de marzo de 1899 se produjo un temblor de magnitud 7.00 en la escala de Richter, en la región chaqueña dejando consecuencias funestas en la capital yacuibeña, dicho movimiento sísmico fue sentido en la ciudad de Tarija. Se pudo sentir el movimiento del suelo, ocasionando el derrumbe de todos los edificios, dejando así varios heridos y grietas en los suelos de alta profundidad.

Terremoto 23 de julio de 1909

- El 23 de julio de 1909 en Sipe Sipe, hubo un movimiento telúrico provocó 15 muertos y la destrucción de varias viviendas.

Terremoto Aiquile 22 de mayo de 1998

- El terremoto de Aiquile de 1998 fue considerado el peor del siglo XX de Bolivia, dando un riesgo alto de destrucción a la Ciudad.

SUCRE PATRIMONIO CULTURAL DE LA HUMANIDAD

Sucre recibió el Título de Patrimonio Cultural de la humanidad por parte de la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la ciencia y la Cultura Por sus valores históricos culturales y de mantenimiento de su estilo Arquitectónico Colonial.

Cuenta con numerosas Iglesias conservadas de su época de la primera mitad del siglo XVI como son: San Lázaro, San Francisco, Santo Domingo, y la Catedral, que ilustran la mezcla de tradiciones arquitectónicas locales con los estilos importados de Europa.

REGISTROS SÍSMICOS DE SUCRE

Año	Mes	Día	Magnitud (Mb)	Intensidad (MM)	Observaciones
1650	11	10	6.4	VIII	La Bóveda de la catedral de Sucre es destruida.
1884	11	27	5.8	VI	Destrozos en Tarabuco.
1948	3	27	6.1	VII	Destrucción en la ciudad de Sucre, muerta y heridos.
1985	3	19	5.4	VI	En Monteagudo hubo derrumbes.
1994	6	9	8.1	VI	Sismo Profundo, Sentido en casi todo Bolivia
2017	2	21	6.5	IV	Debido a la profundidad fue casi imperceptible.

Tabla 1: Registro de sismos suscitados en Sucre
Fuente: Observatorio de San Calixto

Sucre se encuentra en una zona sísmica considerada roja, debido a los registros sísmicos históricos suscitados en la ciudad, los siguientes datos fueron proporcionados por el Observatorio de San Calixto para enfocar e idealizar un escenario sísmico.

EDIFICACIONES PATRIMONIALES DAÑADAS REGISTRADAS:

El terremoto más fuerte suscitado en nuestra ciudad fue en marzo de 1948, ésta fue la más destructiva en la ciudad, entre las instituciones e infraestructuras más dañadas fueron:



Figura 2: Varias casas y edificios públicos sufrieron el embate del temblor de 1948 y tuvieron que ser reconstruidos
Fuente: Correo del Sur

Iglesia Santo Domingo

Se dañó de forma irreparable esta significativa edificación colonial, la bóveda de la nave central ha sido desplomada en gran parte, arrastrando consigo valiosas arañas de luces de cristal. De igual forma se afectaron las bóvedas laterales, columnas y el coro.

El colegio Sagrado Corazón

Los muros fueron cuarteados, tabiques rotos, cornisas desplomadas, etc. Gran parte del internado tuvo que rehacerse, así como también la iglesia Santa Mónica, que se encuentra ahí mismo.

Templo Santa Clara

Los muros sufrieron una separación notable a la altura del techo, ablandamiento de las fundaciones por origen hidráulico, debido a infiltraciones, y empujes de agua por los desniveles existentes en la construcción.

Templo San Roque

Se tuvieron que trabajar arreglos de altares, púlpitos, artesanado o coro.

Catedral Metropolitana

Se deshicieron arquerías y columnas. También fueron demolidas la torre. Se restauraron los muros, preservando su arquitectura y acabado colonial. Se restauraron también las bóvedas, cúpulas, etc.

RESEÑA HISTÓRICA DE LA CATEDRAL METROPOLITANA DE SUCRE

Se puede señalar que la catedral tuvo dos etapas de construcción, la primitiva en 1551 al 1561, en que se construyen un modesto templo de una nave cubierta de crucería que es obra de Juan Miguel Veramendi y una segunda etapa va del 1580 a 1633 en el que se hace el Baptisterio, crucero, capilla mayor y sacristía y se repara el templo.

A partir de 1686, a instancias del arzobispo González y Poveda se inicia la transformación de la estructura en un templo de tres naves.

En 1688 estaban levantadas las paredes de las dos naves, hechos los arcos y comenzadas las bóvedas, así mismo se había empezado la torre. En 1690 se concluyeron la portada de la epístola, la de la cabecera no se había empezado aun en 1693, muerto González y Poveda, el arzobispo Queipo del Llano Valdés se ocupó de la decoración del interior. Este podríamos llamar, tercer periodo de construcción, no se puede descartar la posibilidad de que el arquitecto José González Marguete interviniera en la obra, como lo que atestiguan documentos contemporáneos. Entre 1712 - 1718 se revisan las bóvedas nuevamente y se complementa la obra con la construcción de algunas capillas.



Figura 3: Catedral Metropolitana de Sucre
Fuente: Sucre - Nicolás Abarca

Como ingresos principales, tiene dos portadas de estilo barrocas, talladas en piedra, la gran torre con su reloj (1772), de cuatro caras es el Hito más importante de la ciudad, como características de Sucre.

Cuenta con tres naves, en la central se encuentra el Altar Mayor junto al templete de estilo grecorromano, en su parte posterior el coro de canónigos de estilo plateresco.

En 1776, se construye la Sala Capitular para la celebración del Concilio Platense, actualmente

se encuentran las pinturas de arzobispos al óleo. En el atrio sobresale la “égida” (centro de la ciudad), una gran cruz de piedra, por lo que se denomina en el dulce vocablo quechua: Rumí Cruz (Cruz de Piedra).

DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA CATEDRAL METROPOLITANA DE SUCRE

Edificio monumental responde a una planta basilical compuesta de tres naves, definida por arcos formeros de medio punto y pilares de planta cruciforme; constituyendo estos elementos la estructura portante de las bóvedas en la nave central, a diferencia de las laterales donde la función de soporte se comparte con los muros de carga.

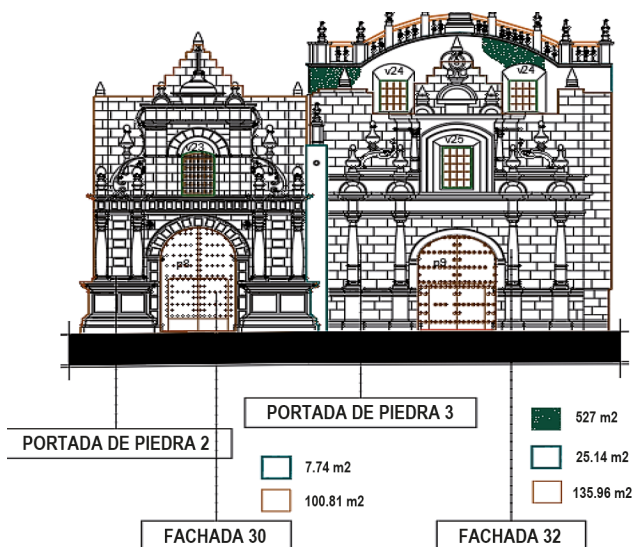


Figura 4: Planos Generales de la Catedral Metropolitana de Sucre
Fuente: Escuela Taller.

El diseño de las bóvedas en su generalidad responde al trazado de bóvedas vaídas con la incorporación de terceletes de influencia gótica, planta rectangular en la nave central y cuadrangular en las laterales, este orden se invierte en la nave del crucero, siendo de planta cuadrangular la central y rectangulares las capillas laterales.

La bóveda central del crucero está jerarquizada por ser la más grande y presentar linterna. Como elementos compositivos característicos

en el interior resaltan también el coro bajo, el coro alto, el transepto, el pulpito, las capillas laterales, las portadas en ingresos a sacristías y cancelas de madera de líneas góticas. El tratamiento decorativo que resalta todo el interior en base a molduras básicamente de trazo mixtilíneo, y cubren baldaquino – tabernáculo, portadas, ménsulas, cornisas, capiteles, arcos, enmarcamiento de vanos, etc., también se aprecia estas tienen pintura dorado y son de inspiración barroca como se muestra en los planos generales de la figura 4.

El aspecto exterior del edificio también refleja un predominante estilo barroco y su volumetría está definida por el cuerpo de la torre, el cuerpo sobresaliente que conforman la capilla de San Bartolomé y la sala capitular; resaltando en el conjunto los siguientes compositivos:

Atrio en los dos frentes de acceso principal a la catedral, con balaustrada robusta en piedra y puertas de rejas de bronce macizo. Torre campanario, cuyo cuerpo inferior cubre la altura de los muros perimetrales y se encuentra con cadenas de piedra embutidas en los muros a manera de entramado, tanto en esquinas como en centrales formando ocho paños enmarcados en los dos frentes vistos. El segundo cuerpo presenta cadenas esquineras de piedra vista y cornisa perimetral a media altura del mismo material, además de los vanos con arcos de medio punto donde están las campanas grandes. El tercer cuerpo, similar al anterior, pero de dimensiones menores, sin cadenas de piedra vista y su coronamiento lleva cornisa y barandilla de reja metálica.

El último cuerpo que lleva la cubierta apuntada de planta octogonal; presenta los discos del reloj en los cuatro lados. La portada está hecha de piedra con trazo claramente barroco, compuesta de tres cuerpos. La portada sur presenta dos cuerpos, compuesta con elementos dóricos y barrocos. Ambas portadas incluyen puertas postigo de madera con llamadores metálicos.

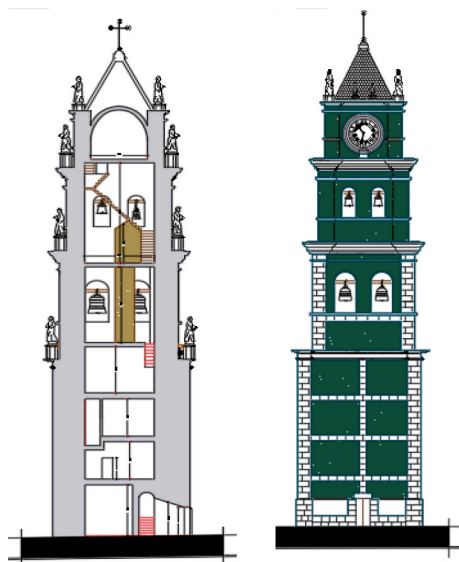


Figura 5: Torre de la Catedral Metropolitana de Sucre
Fuente: Escuela Taller.

PROCESO DE RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO MEDIANTE EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS PARA LA CATEDRAL METROPOLITANA DE SUCRE

A continuación, se detalla los pasos más importantes para poder realizar el análisis y posterior evaluación para determinar la vulnerabilidad sísmica:

PASO 1

Recopilación de Información y Ensayos Adicionales:

En primera instancia, se recopilaban los diferentes datos, como ser: información histórica, descripciones de materiales, geométricas, estructurales e investigaciones realizadas. Los datos para el replanteo de la catedral, fueron determinados por un relevamiento topográfico, empleando equipos como ser: taquímetro y un distanciómetro. Para la determinación de las características de los materiales, se realizó el ensayo de peso específico tomando como muestra especímenes con propiedades similares a los materiales empleados en la catedral, obtenidos del lugar según referencias históricas (Cerro Churuquella)



Figura 6: Recopilación de Información mediante ensayos y relevamientos insitu.
Fuente: Elaboración propia

Para obtener la resistencia de los pilares, realizamos un ensayo de esclerometría, se tomaron como base diferentes datos como observa en la figura 6. En general, la geometría de la catedral metropolitana de Sucre es compleja, por sus detalles arquitectónicos, monumentos, por tal razón sólo se analizará el atrio central, arcos, bóvedas, muros perimetrales. Por lo tanto, la información geométrica estructural es importante para un buen modelado de la estructura en el programa SAP 2000. Este modelo idealizado depende básicamente del tipo de elemento estructural y su geometría, pero también de sus condiciones de contorno, apoyos, nodos, tensiones y otras idealizaciones de elementos.

PASO 2

Proceso de modelo, calibración y validación:

Todo análisis estructural debe ser ejecutado idealizando la realidad, como ser geometría, comportamiento de materiales, estructuras, tensiones aplicadas, entre otros. Es importante que la idealización este sujeta a los materiales y secciones de los elementos, por lo tanto en base a elementos placas o shell, fue modelado la estructuras en base a pilares, muros, arcos y la torre, según la geometría obtenida en planos y verificada con el relevamiento, los parámetros de los materiales fueron interpolados en base a los datos de los ensayos de peso específico y esclerometría, por lo se obtuvo parámetros

de módulo de elasticidad y modulo poisson, necesarios para incorporar al programa computacional.

El modelo fue realizado primeramente en un programa CAD, por su facilidad en dibujo e introducción de elementos tipo placa (shell), para posteriormente importarlo al programa computacional que utiliza el método de elementos finitos, por lo que fue un proceso bastante complejo por la forma y geometría de la estructura. Antes de la importación fue necesaria la verificación de la unión de nudos, ya que, si estos no están unidos o conectados, estos se vuelven inestables y generan errores en el proceso de análisis. En nuestro caso se hicieron más de 20 modelos ya que en varias ocasiones presentaron inestabilidad y generaban errores en los resultados. Una vez culminado el modelo, se realiza el proceso de calibración y verificación. La calibración se realiza mediante iteración, también se debe validar su modelo antes de ejecutar varias consultas en él. Dependen del tipo de análisis realizado. Cada modelo debe ser evaluado de manera individual. En este proceso también se necesitaron datos recopilados de estructuras ya analizadas en artículos científicos, que nos dio parámetros y lineamientos de los resultados iniciales como es el análisis modal para la obtención de periodos y frecuencias propias de la estructura, las cuales deben estar relativamente cercanos para poder continuar con el proceso de análisis sísmico.

PASÓ 3

Análisis Computacional:

Para la Obtención del acelerograma mostrado en la figura 14, se tuvo que partir de datos y parámetros indicados en la Guía Boliviana de Diseño Sísmico en su versión 2020 (GBDS2020), del cual mediante el proceso automático que realiza el programa de transformación de espectro de respuesta a acelerograma se obtuvo el parámetro para el análisis sísmico tiempo historia.

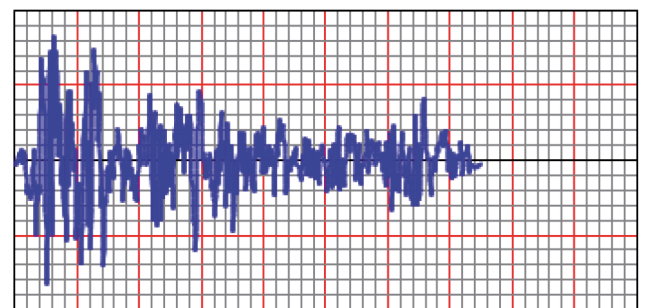


Figura 7: Conversión de Espectro de Diseño a Acelerograma con parámetros de la GBDS2020
Fuente: GBDS2020

Análisis Modal:

Se debe realizar un análisis preliminar, que este se denomina análisis modal, para determinar los modos naturales de vibración de la estructura. El análisis incluirá el número suficiente de modos de vibración de manera que se alcance por lo menos la participación modal del 90% de la masa sísmica en cada dirección horizontal ortogonal. La estructura debe ser modelada en tres dimensiones (3D), como se muestra en la figura 8, estas fueron realizadas y modeladas los mas aproximadas a la realidad, tratando de conseguir una estructura completa, pero con las dimensiones establecidas del relevamiento, pero con algunos cambios mínimos en la forma final sin perder los aspectos de geometría y secciones, simulando todos los aspectos técnicos visualizados.

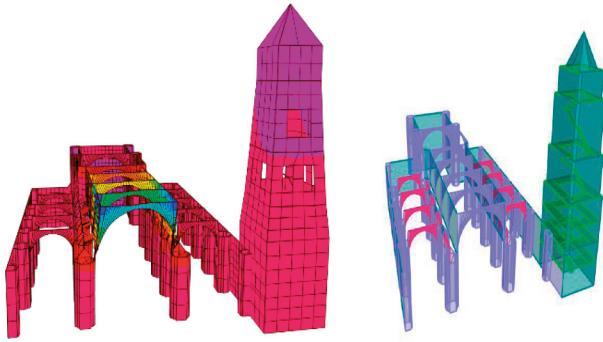


Figura 8: Estructura modelada en Sap2000 mediante placas y nudos.
Fuente Elaboración Propia

Análisis Sísmico Tiempo-Historia:

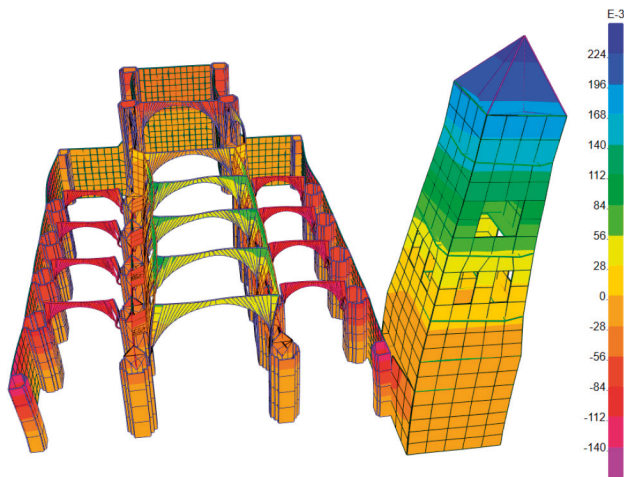
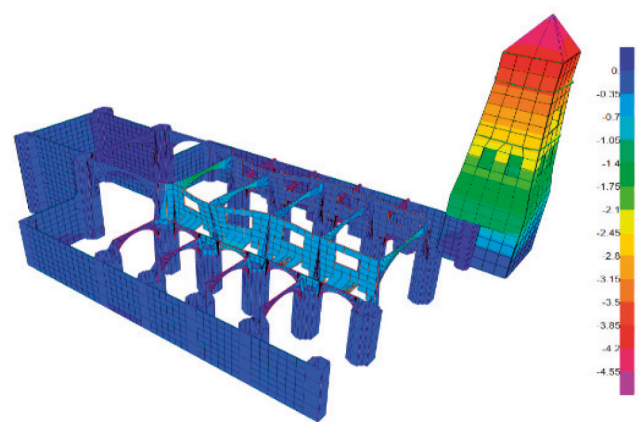


Figura 9: Resultados de Deformación en la dirección X y dirección Y de la estructura.
Fuente: Elaboración Propia

PASO 4. OBTENCION DE RESULTADOS DE RESULTADOS

Desplazamientos Sísmicos de la Estructura

Los desplazamientos de la estructura fueron analizados para aceleraciones máximas y picos producidos en el acelerograma de respuesta, este rango fue dado desde 0 hasta 10 seg. donde se encontraron picos máximos y mínimos hasta los 4.2 seg. de simulación sísmica. Por lo que los resultados mostrados a continuación representan las deformaciones mayores entre ese rango de tiempo según lo recopilado de otros proyectos de similares características.



El análisis tiempo historia representa un tipo de análisis sísmico para determinar resultados necesarios para poder realizar la evaluación sísmica y poder obtener la vulnerabilidad sísmica de la estructura, se debe tener en cuenta que los datos ingresados son importantes para una correcta evaluación de la estructura, los resultados más importantes del presente análisis son las deformaciones y esfuerzos presentados en los diferentes elementos, para diferentes periodos de tiempo según el acelerograma introducido.

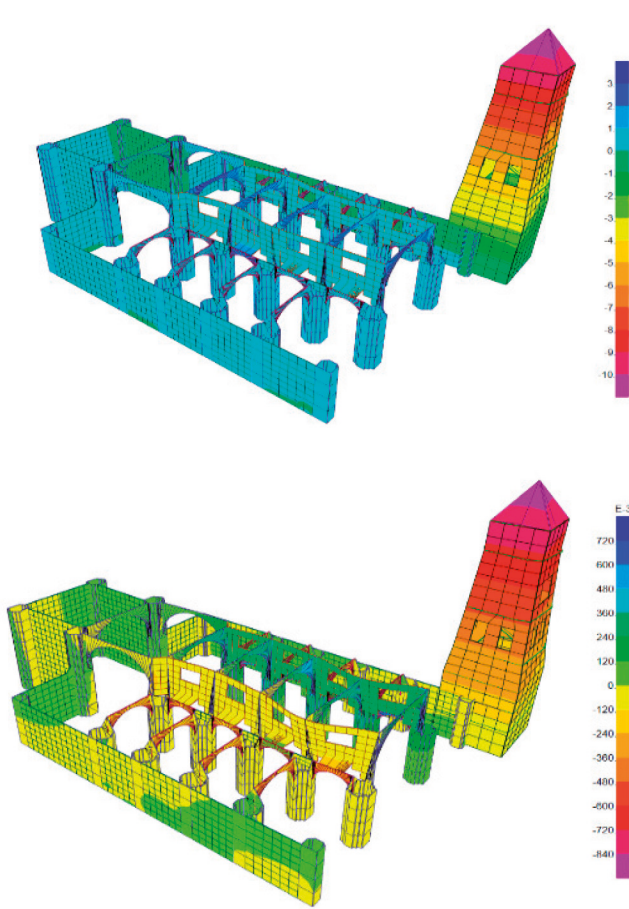


Figura 10: Desplazamiento Sísmico en la dirección Y.
Fuente: Elaboración Propia.

Al tener mayor densificación de pilares y muros en la dirección Y, este aumenta la rigidez en esa dirección, por lo que las deformaciones mayores se encuentran mayormente en la parte superior de la torre, esto en un rango de deformaciones máximas de aproximadamente de 9.5 cm para un tiempo de análisis tiempo historia de 2.10 seg., también se pueden apreciar valores de 1.75cm de deformaciones en los arcos principales superiores, como se pueden verificar en la figura 10.

Como se puede apreciar en los resultados, los desplazamientos ocasionados por el sismo en la estructura Patrimonial son de consideración, viendo que se realizó en periodos (tiempo), la reacción de la estructura, va variando según el tiempo, llegando a una deformación máxima de 9.6cm. en un periodo de 2.59 seg en el eje Y,

mientras en el eje X tiene una deformación de 3.6cm. en el mismo periodo e intensidad.

Se observa que las mayores deformaciones en encuentran en el eje X, porque su eje de rotación se encuentra bajo ese eje, no hay impedimento para su desplazamiento en el eje, por el caso contrario el eje Y su desplazamiento de la nave principal lo impide los muros, pilares, arcos, a eso se debe los desplazamientos.

CONCLUSIONES:

Al tener la inquietud de poder estudiar esta infraestructura se da un gran valor cultural, para preservar la integridad de este patrimonio histórico, como es la catedral metropolitana de Sucre.

El método Tiempo - Historia, fue el más adecuado para ser empleado en la investigación presentada, tomando en cuenta los acelerogramas de la Guía Boliviana De Diseño Sísmico.

Según el análisis del atrio central, se lograron evaluar los arcos centrales, laterales, bóvedas, muros perimetrales y la torre.

La zona identificada como más vulnerable y afectada en caso de sismo, el altar sería la región más afectada.

Está claro que es necesario hacer inelástico el análisis para obtener información completa sobre la vulnerabilidad sísmica.

Sin embargo, la complejidad de estos análisis y la falta de información confiable sobre algunos de los parámetros a menudo limitan la posibilidad de su aplicación práctica para estructuras complejas.

Un enfoque que ofrece algunas ventajas es utilizar la información obtenida de los análisis elásticos como guía, para construir modelos de partes críticas de las estructuras que podrían estudiarse por separado con más análisis complejos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Cárdenas, M. I. (2013). "Vulnerabilidad sísmica de construcciones patrimoniales históricas de mampostería en Chile: aplicación a los torreones españoles de Valdivia". Valdivia - Chile: editorial de la Universidad Austral de Chile.

Clementi, F., Gazzani, V., Poiani, M., & Lenci, S. (2016). Assessment of seismic behaviour of heritage masonry buildings using numerical modelling. Building engineering volume 8, 29-47. obtenido de <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2352710216300791>

G. González del Solar, P. E. Martín, F. A. Calderón, N. G. Maldonado, & I. A. Maldonado. (01 de diciembre de 2014). Importancia de la modelación numérica en la puesta en valor de estructuras patrimoniales de mampostería en zona sísmica. revistaalconpat vol.4, pág. 15. obtenido de https://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S2007-68352014000300211&script=sci_arttext

Gea, S. B. (2016). Vulnerabilidad sísmica de edificios históricos de mampostería. Salta-Argentina: editorial de la Universidad Nacional de Salta.

Mondragón, F. P. (20 de diciembre de 2010). estrategias para el modelado y el análisis sísmico de estructuras históricas. revista de ingeniería sísmica no. 83 43-63 (2010), pág. 20. obtenido de https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2010000200003

Muñoz, F., Meza, J., & F. Peña. (S.F.). scipedia. recuperado el 02 de junio de 2022, de scipedia: https://www.scipedia.com/public/mu%C3%B1oz_et_al_2012a

P.B. Lourenc, O, & J.A. Roque. (21 de octubre de 2005). simplified indexes for the seismic vulnerability of ancient. elsevier, pág. 9. obtenido de <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0950061805002679>

Salazar, I. G., & Ferreira, T. (01 de agosto de 2019). vulnerabilidad sísmica para la rehabilitación del patrimonio cultural. un acercamiento teórico-institucional. revista gremium, pág. 20. obtenido de <https://editorialrestauro.com.mx/vulnerabilidad-sismica-para-la-rehabilitacion-del-patrimonio-cultural-un-acercamiento-teorico-institucional/>



EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO PARA ESTIMAR DAÑOS EN ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Cuellar, M.¹, Rojas, M.²

- 1 Docente e Investigador en el area de estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: cuellar.mirko@usfx.bo
- 2 Estudiante de Maestria, Universidad Mayor Real y Pontifica de San Francisco Xavier de Chuquisaca, Centro de Estudios de Posgrado e Investigacion, Sucre, Bolivia. E-mail: marianarojasmon@gmail.com

Recibido: 06/10/2023

Aceptado: 12/10/2023

Publicado: 10/11/2023

RESUMEN

La estimación de daños en estructuras es muy importante porque a través de un análisis numérico computacional se puede estimar resultados para poder evaluar el comportamiento sísmico de sus componentes estructurales, para lo que cual a partir de daños observados en sismos reales de otros países y a través de una metodología basada en la relacion daño-deriva, se pueden verificar aproximadamente daños en los elementos no estructurales de mampostería en un modelo estructural con análisis sísmico modal de respuesta espectral. Así mismo se evidencia que las derivas máximas en todos los casos de estudio según normativa boliviana de diseño sísmico se presentan en los primeros niveles de la estructura, esto atribuye a que se tenga mas daños en elementos no estructurales en los primeros niveles que refleja una aproximación de daños según sismos reales.

Palabras clave: daños no estructurales, comportamiento sísmico, derivas de entrepiso.

ABSTRACT

The spillways are one of the most important structures in the dams for flood protection; therefore, the hydraulic behavior in the spillways in this case lateral spillway type channel generated a level of interest by many researchers. In this study, the two-dimensional hydraulic behavior of the channel-type lateral spillway of the Pampas Padilla Dam was analyzed numerically and experimentally using the IBER software and the implementation of a small-scale physical model. The water surface profiles obtained by means of two-dimensional hydraulic analysis were validated with the experimental results, the results obtained show a good correlation between the numerical simulation and the experimental information obtained from the numerical model of the prototype and the physical model.

Key words: non-structural damage, seismic behavior, mezzanine drifts.

INTRODUCCIÓN

Existen varios métodos y técnicas para evaluar el comportamiento sísmico de una estructura, desde métodos probabilísticos, determinísticos y los basados en la capacidad estructural, donde este último es el que nos proporciona resultados más acertados debido a los parámetros necesarios empleados en este tipo de análisis. Para nuestro caso de estudio propondremos la siguiente categorización de daños en función al nivel de peligro sísmico: Completamente operacional (sismos leves), operacional con daños no estructurales (sismos moderados) y seguridad de vida (sismos fuertes), del cual podremos relacionar los diferentes tipos de estructuras de concreto armado según su categorización y estimar daños típicos asociados a su objetivo de desempeño según su funcionalidad.

Toda estructura tiene sus propias características intrínsecas que se oponen a la fuerza sísmica, a esta característica se denomina rigidez global o general que evita que la estructura sufra deformaciones, la cual conllevan al agrietamiento y al perder sección interna de los elementos estructurales, estos van perdiendo rigidez. Por eso es importante para estructuras ya construidas verificar las dimensiones de sus secciones, el tipo de sistema estructural, el esfuerzo admisible del terreno y la aceleración sísmica o pseudo-aceleración, con la cual se obtendrán las fuerzas sísmicas que serán aplicadas a los modelos estructurales. De ahí es que se puede establecer algunos parámetros de deformaciones y derivas para poder realizar las comparaciones sísmicas de los modelos estructurales. Esto nos ayuda a verificar el riesgo sísmico de cada estructura y conocer el rango de aceptación según normativa.

El riesgo sísmico viene acompañado de una demanda sísmica quien determina cual será la fuerza con la cual se analizará o diseñará la estructura. Conocer el comportamiento sísmico de la estructura es importante, pero complementar ese estudio con el comportamiento de elementos no estructurales también es necesario para poder tener una

evaluación integral de todo el proyecto, porque se pueden prever soluciones de reforzamiento o mejorar el sistema para evitar daños en todos los componentes de la estructura pero principalmente en los muros de mampostería de ladrillo y con alguna reparación o reforzamiento se podría dar continuidad a la edificación dependiendo de su grado de importancia. Según los autores Ugel, R.; Herrera, I.; Vielma, J.; Pujades, L. (2012) es necesario determinar el comportamiento sísmico para posteriormente poder identificar los daños y a partir de conocer cuál es su límite de una estructura poder categorizar o verificar sus criterios de aceptación o estados de daño según sus derivas.

MATERIALES Y MÉTODOS

El caso de estudio esta especificado en base a parámetros de la norma boliviana de diseños sísmico para la región de sucre con un tipo de suelo de características intermedias, y estructuras a base de pórticos con vigas planas y losas nervadas bidireccionales con ábacos, para lo cual se empleó el método del análisis sísmico dinámico lineal para obtener los resultados de desplazamientos sísmico.

ANÁLISIS SÍSMICO MODAL DE RESPUESTA ESPECTRAL

El desplazamiento relativo de entrepiso sugiere una medida representativa de la respuesta de un sistema estructural sujeto a cargas laterales. Dicho desplazamiento relativo se refiere a la relación que existe entre un piso y el siguiente. Luego, resulta conveniente el uso de un indicativo adimensional al dividirlo entre la altura total de la estructura:

$$\gamma = \Delta/H \quad (\text{Ec. 1.1})$$

El valor γ es llamado distorsión de entrepiso o deriva, y es el más empleado en cuantificar la respuesta de edificios, comparar el comportamiento entre diferentes sistemas, y para estimar el grado de daño que puede representarse tanto en la estructura como

en los componentes no estructurales. El desplazamiento máximo de la estructura Δ medido a nivel del techo se utiliza como medida global de la respuesta del sistema.

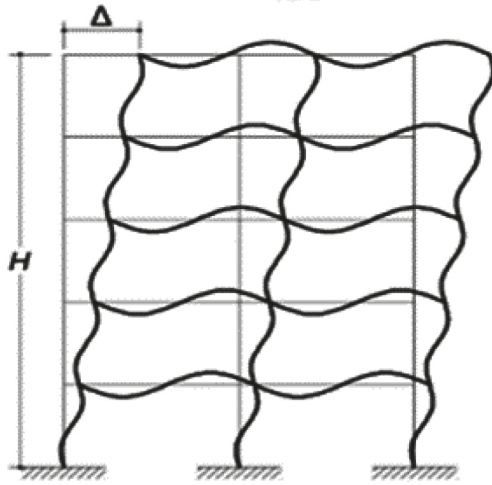
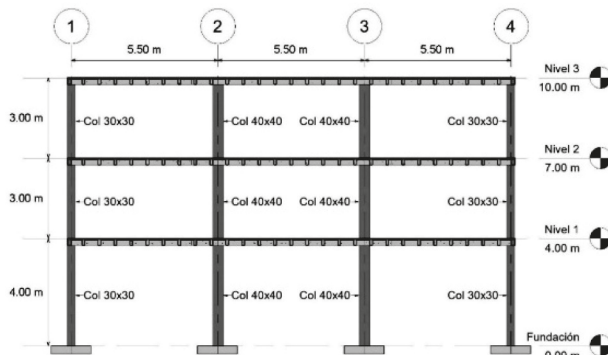


Figura 1.1: Distorsión o Deriva de la Estructura Global (ATC-40,1996)



Estimación de daños en elementos no estructurales

Con base a los daños observados en edificios en lugares sísmicos a efectos de las fallas de subducción, se idealiza y se compatibiliza los efectos que estos producen a las estructuras, por lo que mediante relaciones de daño-deriva se puede verificar cual es el comportamiento sísmico de los componentes de mampostería y su daño objetivo y representativo para poder ver la magnitud de los daños ocasionados en las edificaciones. Por lo que se presenta el siguiente cuadro de resumen según (A. Ulrich and O. Lopez,

2016) con relaciones daño – deriva basados en sismos reales:

RELACION DAÑO-DERIVA δ/h (%)			
0.1% - 0.2 %	0.2% - 0.5%	0.5% - 1.0%	>1.0%
Sin Daño	Daño Leve	Daño Moderado	Daño Severo

Tabla 1.1: Relación daño-deriva basadas en Ghobarah (2004); Ulrich y Beauperrhuy (2013)

MODELOS DE ESTUDIO:

Los modelos fueron seleccionados por la tipología y configuración de la zona de estudio de la ciudad de Sucre, Bolivia que básicamente tiene un lado más largo según las edificaciones y diseños de proyectos que se tiene por la zona, además se realizó la denominación de edificios con volados (CV) y sin volados (SV), para los casos de estudio.

Modelo Tipo II – 3 Niveles (T II-3N)

Es una estructura de hormigón armado, la cual presenta columnas de secciones de 40x40cm en la parte central y 30x30cm en el contorno del mismo, con cuantías mínimas según normativas sísmicas, además de vigas planas perimetrales al contorno de una losa reticular bidireccional de 25cm de altura con sus respectivos ábacos.

Figura 1.2: Configuración modelo T II-3N

Modelo Tipo IV – 10 Niveles (T IV-10N)

Es una estructura de hormigón armado, la cual presenta columnas de secciones de 60x60cm en la parte central y 50x50cm en el contorno del mismo, con cuantías mínimas según normativas sísmicas, además de vigas planas perimetrales al contorno de una losa reticular bidireccional de 25cm de altura con sus respectivos ábacos.

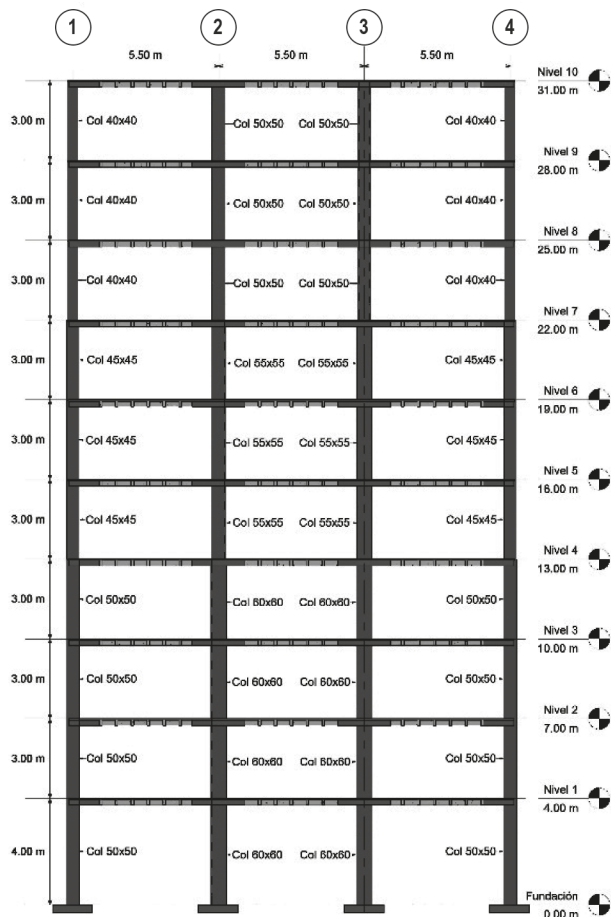


Figura 1.5: Configuración modelo T IV-10N

En los modelos para el análisis y verificación de la fiabilidad de los resultados se trabajó en base modelos numéricos que aplican el método de los elementos finitos, del cual se introdujeron los materiales, secciones y parámetros de análisis sísmico.

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Posteriormente realizado el análisis modal de respuesta espectral a los modelos de estudio, según lo parámetros asumidos e indicados en cada caso de estudio, se obtuvieron los siguientes resultados:

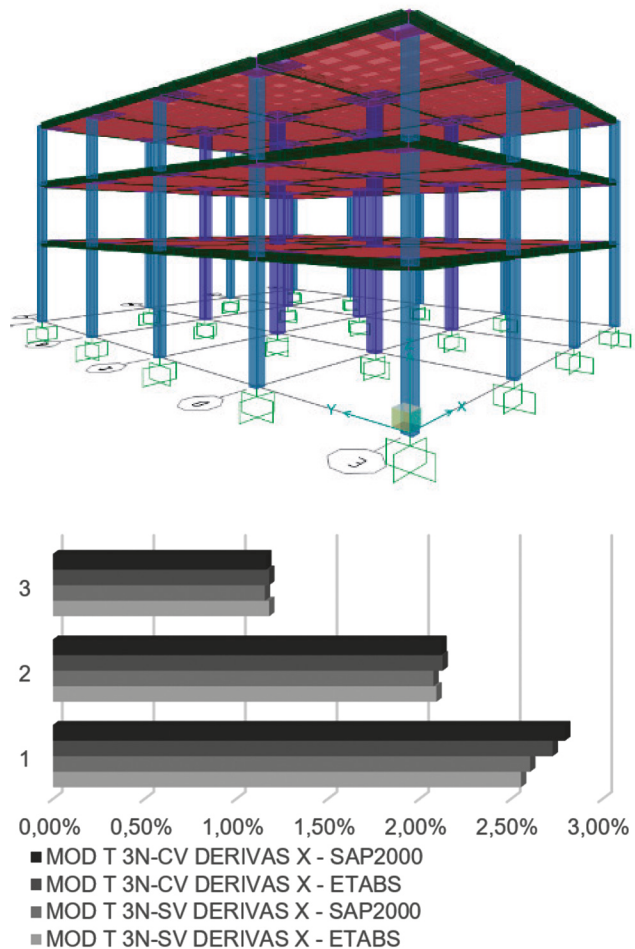


Figura 1.6: Modelo y Derivas de la dirección X - Modelos TII 3N-SV y TII 3N-CV.

Se tiene Periodos de $T(\text{seg})=1.24$, para los modelos computacionales de TII 3N-SV y TII 3N-CV, estos a partir de la 1era forma modal, además que el Peso Efectivo es de 973.91 Ton, para el caso de masa efectiva sísmica de 100% Carga Muerta y 50% Carga Viva, con lo cual se obtuvieron los siguientes resultados mostrados en la figura 1.6

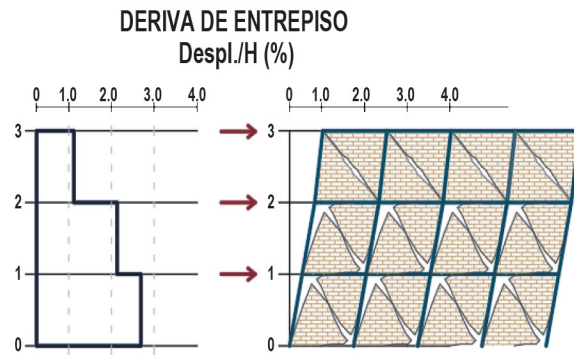


Figura 1.7: Relación Daño-Deriva Mod. TII 3N

De la figura 1.7 se puede observar según los datos idealizados para el Modelo TII 3N, para este proceso gráfico de interpretación de resultados del Modelo TII 3N nos muestra que las derivas de entrepiso de los niveles N°1 y N°2, se generan grietas y daños severos, debido a la deriva mayor a 1.0%, tanto que el nivel superior N°3 presenta grietas moderadas, según el límite de deriva según la relación daño-deriva.

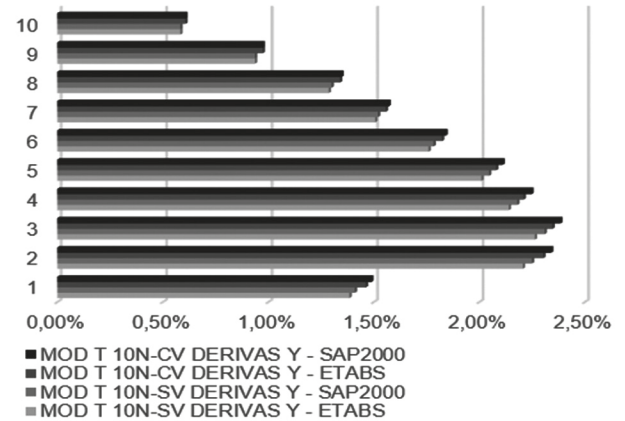
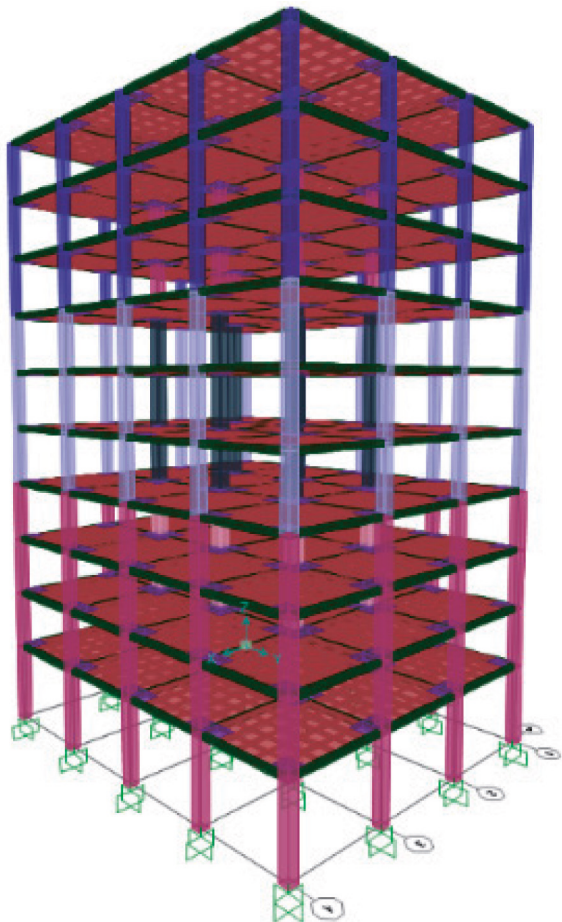


Figura 1.8: Derivas de la dirección Y - Modelos TIV 10N-SV y TIV 10N-CV.

Se tiene Periodos de T-SV (seg)=2.87, T-CV(seg)=2.92, para los modelos computacionales de TIV 10N-SV y TIV 10N-CV, estos a partir de la 1era forma modal, además que el Peso Efectivo es de 3425.53 Ton y 3896.14 Ton para los modelos Et para el caso de masa efectiva sísmica de 100% Carga Muerta y 50% Carga Viva, con lo cual se obtuvieron los siguientes resultados mostrados en la figura 1.8. donde se puede observar que los valores máximos de derivas están entre los niveles dos y cinco del modelo analizado.

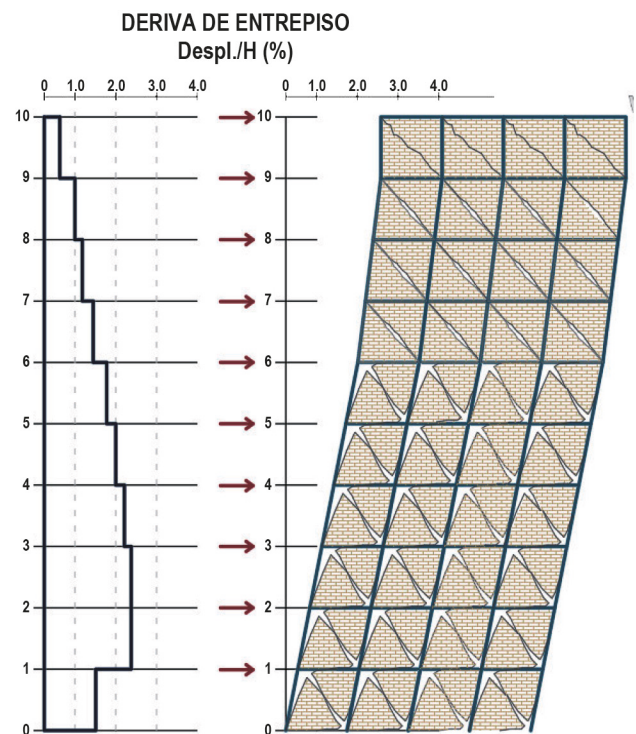


Figura 1.9: Relación Daño-Deriva Mod. TIV 10N

En la Figura 1.9, se puede observar que los últimos dos niveles correspondientes al N°7 al N°10 sufrieron daños leves, por otro lado, la zona más crítica para el modelo TIV 10N, se encuentra entre los niveles N°2 y N°3, los cuales representa daños severos críticos, sobrepasando las derivas del 2.0%, mientras que, en los niveles restantes, estos presentan daños severos siendo así que a partir del nivel N°4 estos daños van disminuyendo.

CONCLUSIONES

Es muy importante conocer el comportamiento sísmico de la estructura en todos sus componentes incluyendo los elementos no estructurales, por lo que estimar daños a través de experiencias de edificaciones dañadas por sismo, nos pueden mejorar la perspectiva de conocer el comportamiento de estos elementos no estructurales y también mejorar el sistema resistente sísmico de la edificación.

Para la obtención de los resultados de derivas y periodos naturales, se usaron dos programas computacionales para tener mayor veracidad de los resultados, las derivas de los modelos con volados (CV), tienen mayor porcentaje en sus derivas que los sin volado (SV), esto debido a la masa que incremento en los extremos en la dirección de "Y" que induce mayores deformaciones, por lo que mientras mayor las dimensiones del volado, estas tienden a provocar mayores desplazamientos sísmicos en los extremos y afectan a la rigidez global de la estructura, aumentando las derivas de entrepiso en la dirección "Y", de cual algunos modelos sobrepasan los límites del 1.0% establecido en la normativa. Se puede evidenciar que a pesar de tener estructuras de tres o diez niveles ambos son susceptibles a sufrir daños ya que, al ser estructuras flexibles por su composición de columnas cuadradas y losas planas, no se tiene un adecuado comportamiento sísmico, por lo tanto, ninguna estructura puede estar exenta de sufrir daños en situaciones dinámicas de sismo.

Según los límites de deriva máxima de 1.0% se concluye que la dirección más desfavorable es la dirección "Y", esto a medida que la altura de la edificación va aumentada las derivas incrementan más a favor de la dirección "Y". Por otro lado, las derivas en la Dirección "X" para el modelo de tres niveles con la configuración adoptada, son las que presentan igual o mayores derivas, esto sucede debido a que tenemos menos franjas de columnas, el cual indica una menor rigidez en esa dirección, esto evidenciado según los análisis realizados en los modelos estructurales.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ATC-40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. (1996) Vol. 1, Funded by: Seismic Safety Commission, State of California.

C. Rivaderneyra-Vera, M. Assumpção, E. Minaya, P. Aliga and G. Avila (2004), "Assessment of the Seismic Behaviour of RC Flat Slab Building Structures", 13th World Conference on Earthquake Engineering (Vancouver, B.C., Canada), Paper N2630.

Chiozzi A. and Miranda E. (2017). "Fragility functions for masonry infill walls with in-plane loading", *Earthquake Engng Struct Dyn*, pp. 1-20.

Grandi Rolando (2018). *Guía Boliviana de Diseño Sísmico*. Ministerio de Obras Públicas Servicios y Vivienda.

Ugel, R.; Herrera, I.; Vielma, J.; Pujades, L. (2012), "Análisis de riesgo sísmico para toma de decisiones. Aplicación a edificio aporticado de concreto armado en el municipio de Valencia", *Revista de Ingeniería y Sociedad*, Vol. 7, No. 1, pp. 20-34.

Young S. Cho (2003), "Non-destructive testing of high strength concrete using spectral analysis of surface waves", *Journal NDT&E International*, Vol. 36, pp. 229-235



INGENIERIA
CIVIL

NUEVO DISEÑO DE AIREADOR HIDRÁULICO DE EJE HORIZONTAL PARA AGUAS SUBTERRÁNEAS

Llanes, D.¹, Maygua, D.² Coanqui, F.³ Ramos, S.⁴ Medinacelli, W.⁵

- 1 Investigador del área de hidráulica sanitaria.
- 2 Investigador del área de hidráulica sanitaria de la Carrera de Ingeniería Civil USFX.
- 3 Investigador de la Carrera de Ingeniería Civil USFX.
- 4 Investigador de la Carrera de Ingeniería Civil USFX.
- 5 Docente en el área de hidráulica sanitaria de la USFX

RESUMEN

En algunos lugares de nuestro país, la escasez de agua para el consumo humano se hace más notorio día que pasa, esto conlleva que en los últimos años la explotación de los recursos hídricos subterráneos sea más usual por parte de sus habitantes. Las aguas subterráneas requieren un tratamiento menos drástico para su potabilización a comparación de las aguas superficiales, generalmente solo es necesario un proceso como ser la aireación.

El desarrollo del siguiente trabajo presenta la implementación de un aireador de eje horizontal, impulsado por la energía hidráulica proporcionada por el agua para su tratamiento y potabilización en el área rural, con el fin de mejorar la calidad del agua extraída de forma eficiente en las plantas de tratamiento de agua potable para pequeñas poblaciones.

Palabras clave: Agua subterránea; aireador; tratamiento; aireación.

ABSTRACT

In some areas of our country, the shortage of water for human consumption becomes more noticeable with each passing day. This has led to an increase in the exploitation of underground water resources by its inhabitants in recent years. Groundwater requires less drastic treatment for purification compared to surface water, typically only requiring a process such as aeration.

The development of the following project involves the implementation of a horizontally-axis aerator, powered by hydraulic energy provided by water, for its treatment and purification in rural areas. The aim is to improve the quality of water extracted efficiently in water treatment plants for small communities.

Key words: Groundwater; aerator; water treatment; aeration.

INTRODUCCIÓN

El agua es un recurso cada día más demandado en la población mundial (Rijsberman, 2006). Esta situación lleva a las personas a buscar fuentes de abastecimiento de agua ya sean superficiales o subterráneas para su uso cotidiano. Se estima que gran parte de ésta (cerca de dos tercios) será afectada por escasez de agua en las próximas décadas (Alcamo et al., 1997, 2000; Vorosmarty et al., 2000), esta situación ha llevado a las personas a implementar diferentes tratamientos para los recursos hídricos y hacer de los mismos consumibles.

Una planta de tratamiento de agua potable para agua subterránea está compuesta por diferentes partes como ser: aireadores, decantadores, floculadores, tanques de sedimentación y filtros para un adecuado tratamiento.

En purificación y tratamiento de aguas se entiende por aireación el procedimiento por el cual el agua es puesta en contacto íntimo con el aire con el propósito de modificar las concentraciones de sustancias volátiles contenidas en ella. En resumen, es un proceso de introducir aire en el agua (Romero, 1999).

Las aguas subterráneas al no tener contacto con la atmosfera presentan cantidades bajas en la concentración de oxígeno disuelto y un pH básico, por tal motivo se realiza un proceso de aireación que regule el valor de pH e incremente la concentración de oxígeno disuelto.

Para tal fin la norma NB-689 menciona los siguientes aireadores para su uso en las plantas de tratamiento:

- **Aireador de Bandejas**
- **Aireador de Cascadas**

Como otra opción a los aireadores comúnmente usados se presenta esta nueva alternativa de aireador tipo carrusel, este nuevo modelo fue sometido a pruebas hidráulicas para verificar su

eficiencia en la elevación del Oxígeno Disuelto y la regulación del pH.

MATERIALES Y MÉTODOS

El aireador para las pruebas hidráulicas está construido en polimetilmetacrilato conocido por sus siglas PMMA, es uno de los plásticos de ingeniería, se destaca por ser un plástico transparente de bajo peso y por su resistencia al rayado.



Figura 1.- Aireador de eje horizontal



Figura 2.- Aireador de eje horizontal

Las uniones del equipo fueron hechas con pegamento plástico de secado rápido y sellando las posibles filtraciones usando silicona líquida.

El equipo usado para la medición de parámetros fue el Lab Quest, con los calibradores Vernier de OD (Oxígeno Disuelto) y pH. Así mismo se trabajó con buffers de calibración de 4.00 y 7.00 de pH. Como se muestra en las siguientes figuras:

El proceso de análisis y síntesis se realizó basándonos en el conocimiento teórico haciendo uso del método experimental para llevar a cabo las pruebas experimentales en el laboratorio de hidráulica.



Figura 3.- Medidor multiparámetro Lab Quest.



Figura 4.- Calibrados Vernier de oxígeno disuelto.



Figura 5.- Calibrados de PH.

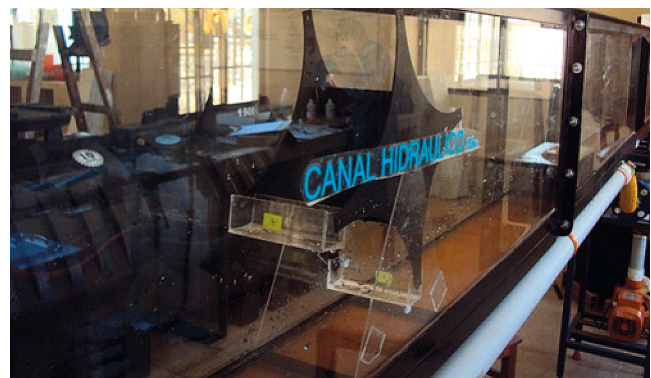


Figura 6.- Canal hidráulico.

El aireador está compuesto por un eje central que presenta cuatro brazos de giro los cuales sujetan a su vez cuatro cajetines con 2 perforaciones de 5mm de diámetro en las bases. El mismo está ubicado dentro del canal hidráulico sujeto por dos soportes de forma triangular que permiten giro en el eje horizontal del aireador.

El aumento de la concentración de oxígeno disuelto se debe a la caída que origina los orificios del cajetín, esto provocando un burbujeo en el momento del contacto del chorro de agua del cajetín con el espejo de agua del canal hidráulico, cada punto de medición fue tomado a 0.5 m desde el punto 0 hasta el punto 10 en un lapso de 70 segundos.

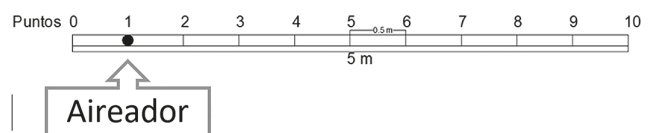


Figura 7.- Puntos de medición.

RESULTADOS

Siguiendo el método experimental se procedió con la toma de datos de las pruebas hidráulicas usando los equipos de medición ya mencionados, tomando como parámetro el tiempo de 7 segundos desde el inicio del movimiento del aireador para su posterior tabulación midiendo un punto aguas arriba antes del proceso de aireación y puntos aguas abajo del agua ya tratada con el nuevo modelo obteniendo las siguientes tablas y gráficas:

Tabla 1.- Medición del pH.

Punto	Tiempo (s)	pH
0	0	7.95
1	7	7.85
2	14	7.76
3	21	7.7
4	28	7.68
5	35	7.59
6	42	7.46
7	49	7.26
8	56	7.16
9	63	7.1
10	70	7.07

Valores de pH

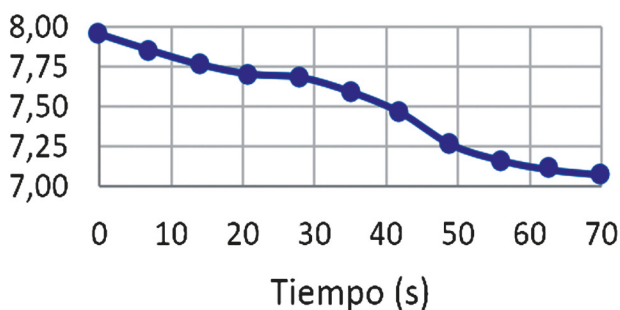


Figura 8.- Variación de PH durante la prueba de aireación.

Tabla 2.- Medición de oxígeno disuelto.

Punto	Tiempo (s)	OD (mg/l)
0	0	1.7
1	7	1.89
2	14	1.97
3	21	2.34
4	28	2.46
5	35	2.97
6	42	2.99
7	49	3.07
8	56	3.14
9	63	3.25
10	70	3.3

Oxígeno Disuelto.

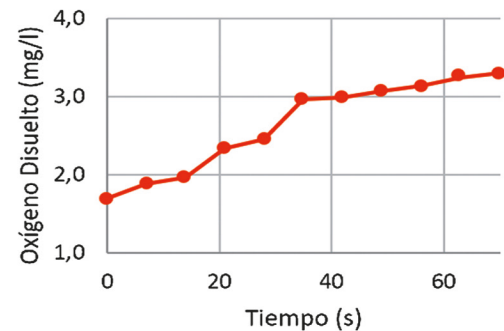


Figura 9.- Variación de oxígeno disuelto durante la prueba de aireación.

DISCUSIÓN

Terminadas las pruebas hidráulicas realizadas en el canal, la tabulación y la posterior grafica de los datos medidos, el aireador presenta un funcionamiento adecuado en comparación a los de más aireadores mencionados en la NB-512.

Los resultados indican que la longitud del brazo de sujeción de los cajetines es directamente proporcional al tiempo de aireación como también la longitud del canal que expone el agua tratada a un contacto con el aire, lo que significa que:

Los niveles de O.D. y pH dependen del radio de giro del aireador y a su vez del tiempo que lleva

el agua en contacto con el aire, tras su aireación con el prototipo y su transporte por el canal hidráulico.

CONCLUSIONES

Las gráficas muestran que el funcionamiento del aireador es eficiente:

Regula el pH de un valor de 7.95 a 7.09 en un lapso de 70 seg. Tomando en cuenta que el modelo está a escala 1:50, es decir que la aireación está en función de la longitud del brazo de soporte de cada cajetín.

La medición en el punto 0 aguas arriba del aireador muestra un valor de 1.7 mg/l tras la aireación el equipo da un valor de a 3.3 mg/l que corrobora el funcionamiento del equipo al aumenta la cantidad de OD, lo que ubica al agua tratada con el aireador en un estado aceptable(Nivel de Oxígeno 3.1-5.0 mg/l, calidad de agua aceptable)

Experimentalmente se observa que la turbidez del agua tratada baja considerablemente. La medición de este parámetro no está contemplado en los alcances de la investigación, por el supuesto que las aguas subterráneas son, por lo general, aguas sin turbidez.

El nuevo diseño presenta un funcionamiento aceptable dentro los rangos establecidos, cumple con los objetivos propuestos de regulación del pH(aumento o descenso) y el aumento de la

cantidad O.D. para la oxidación de los metales que se encuentran en el agua.

BIBLIOGRAFÍA

Alcamo, J., Doll, P., Kaspar, F., Siebert, S., 1997. *Global change and global scenarios of water use and availability: an application of WaterGAP 1.0.* University of Kassel, CESR, Kassel, Germany.

Burbano, L., Sánchez, L. D. (2001) *Remoción de hierro y manganeso por oxidación de filtración para agua potable. Seminario Internacional: Visión Integral en el Mejoramiento de la Calidad del Agua.*

Norma Boliviana NB-512, 2005, *Control de Calidad de Agua para Consumo Humano, Tabla N°1, pp. 14*

Norma Boliviana NB-689, 2004, *Estaciones de Agua-Diseño para Sistemas de Agua Potable.* pp. 112

Rijsberman, F., 2006. *Water scarcity: Fact or fiction? Agricultural Water Management.* Vol. 80, pp. 5-22.

Romero Rojas Jairo Alberto (1999)- *POTABILIZACIÓN DEL AGUA*
Vorosmarty, C.J., Green, P., Salisbury, J.,

Lammers, R.B., 2000. *Global water resources: vulnerability from climate change and population growth. Science* Vol 289, pp. 284-288

MODELIZACIÓN FÍSICA Y NUMÉRICA DEL ALIVIADERO LATERAL DE LA PRESA DE ENROCADO CON PANTALLA DE HORMIGÓN VALLES DE TARABUCO

Zapata, R.¹, Hernández, C.² Guerrero, A.³

- 1 Investigador Principal del Instituto de Aguas, Coordinador y Docente de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: zapatabo@yahoo.es.
- 2 Docente investigador del Instituto de Aguas de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. cori_h5@yahoo.es.
- 3 Estudiante de posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: alexrodrigoguerrero@gmail.com

RESUMEN

Uno de los tipos de aliviaderos laterales más utilizados en presas de enrocado con pantalla de hormigón para eliminar el exceso de flujo asociado con las inundaciones máximas es el aliviadero lateral tipo canal, debido a que la descarga lateral varía a lo largo del aliviadero, el flujo en este tipo de aliviadero es extremadamente complejo. En este estudio se utilizó el modelo FLOW-3D y un modelo físico a escala 1:30 para analizar numéricamente y experimentalmente el comportamiento hidráulico del aliviadero lateral tipo canal de la Presa Valles de Tarabuco. Los resultados obtenidos muestran una buena correlación entre la simulación numérica y los datos experimentales obtenidos del modelo físico. Los perfiles de la superficie del agua obtenidos mediante análisis hidráulico tridimensional fueron validados con los obtenidos experimentalmente mediante el modelo reducido. El análisis de flujos complejos, como los aliviaderos laterales tipo canal, resultó útil para establecer criterios de diseño.

Palabras clave: aliviaderos laterales, modelación hidráulica tridimensional física/numérica.

ABSTRACT

One of the most common types of lateral spillways used in concrete-screened rockfill dams to eliminate the excess flow associated with peak floods is the channel-type lateral spillway, because the lateral discharge varies along the spillway, the flow in this type of spillway is extremely complex. In this study, the FLOW-3D model and a 1:30 scale physical model were used to numerically and experimentally analyze the hydraulic behavior of the channel-type lateral spillway of the Valles de Tarabuco Dam. The results obtained show a good correlation between the numerical simulation and the experimental data obtained from the physical model. The water surface profiles obtained by three-dimensional hydraulic analysis were validated with those obtained experimentally using the reduced model. The analysis of complex flows, such as channel-type lateral spillways, was useful for establishing design criteria.

Key words: lateral spillways, three-dimensional physical/numerical hydraulic modeling.

INTRODUCCIÓN

Para eliminar el exceso de agua de los embalses y evitar desbordes y posibles daños a las presas, los aliviaderos laterales tipo canal son estructuras hidráulicas que normalmente se proyectan en presas de enrocado con pantalla de hormigón (Ahmed y Aziz, 2018). Dado que se produce una variación gradual del caudal con un aumento del caudal a lo largo del aliviadero lateral, es imperativo estudiar las características hidráulicas de este tipo de aliviadero (Subramanya, 2009).

Anteriormente, el estudio de la hidráulica en aliviaderos laterales se basaba principalmente en modelos físicos (Mao et al., 2006); sin embargo, la dinámica de fluidos computacional (DFC) se ha vuelto cada vez más popular como herramienta para el análisis de flujo sobre aliviaderos como resultado de los avances informáticos (Chen et al., 2002; Savage y Johnson, 2001; Dargahi, 2006 y Mao et al., 2006).

Con relación a las herramientas DFC, muchos códigos comerciales y libres, se han desarrollado, entre los más conocidos se encuentran Fluent,

FLOW 3D y openFoam. Precisamente, el FLOW-3D es un programa que usa el método del volumen finito para resolver las ecuaciones gobernantes en mecánica de fluidos incorporando también diferentes modelos de turbulencia $\kappa - \epsilon$ y modelos de grupo normalizados (Al-Qadami et al, 2019).

Existen varios estudios realizados para la simulación del flujo de diferentes tipos de aliviaderos en presas con FLOW-3D, todos mostrando una alta eficiencia y similitud con los resultados obtenidos con sus respectivos modelos físicos (Balairón et al, 2014; Dehdar-behbahani y Parsaie, 2016; Gadhe y Patnaik, 2022; Gandomi et al, 2022).

Con el fin de validar y mejorar el diseño del aliviadero de la presa de enrocado Valles de Tarabuco, se estudian las características hidráulicas de éste mediante un enfoque de modelación híbrida que combina la construcción de un modelo físico y numérico.

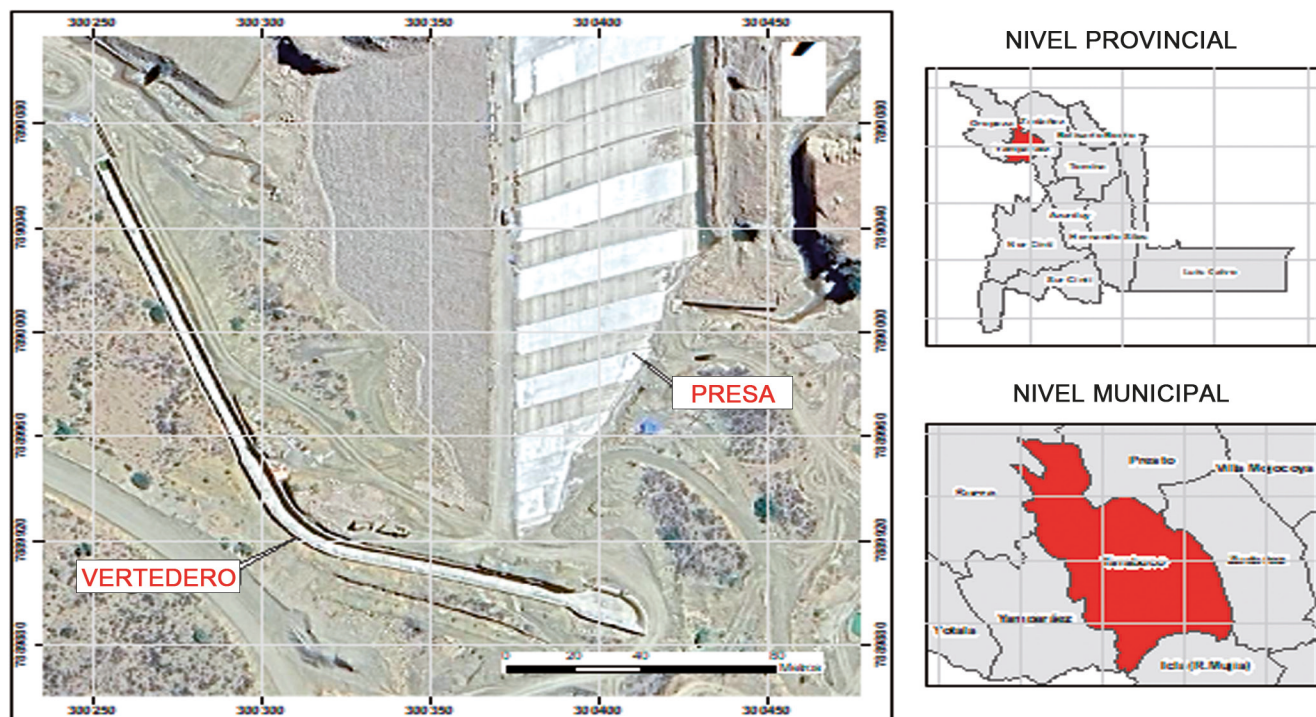


Figura 1 Ubicación de la presa y aliviadero

PRESA DE ENROCADO CON PANTALLA DE HORMIGÓN VALLES DE TARABUCO

La presa de enrocado con pantalla de hormigón Valles de Tarabuco, se encuentra ubicada en el municipio de Tarabuco, provincia Yamparáez, forma parte del Proyecto construcción presa y sistema de riego valles de Tarabuco MIC-Chuquisaca, y está destinada al almacenamiento de los recursos hídricos necesarios para la puesta en riego de una superficie de alrededor de 440 Ha dentro de las comunidades de San Antonio de Toca, Molle Mayu, Morado kasa y Cororo (Fig. 1).

La Presa de enrocado tiene una altura de 41 metros y capacidad de embalse útil es de 3 hectómetros cúbicos hm³.

El sistema hidráulico del aliviadero fue diseñado con la ecuación $Q = 2 \times B \times H^{3/2}$, donde el coeficiente de descarga de 2 corresponde a condiciones de flujo libre. El aliviadero es del tipo canal de superficie libre, con perfil Creager en la entrada, perfil rápido y disipadores de energía en el extremo (Fig. 1), debido a la enorme capacidad de descarga necesaria. La tabla 1, muestra otras características de diseño.

Tabla 1 Datos para el diseño del vertedero

Vertedero	Datos
Caudal Q (*)	84.41
Longitud L	25
Base canal	8.5
Caudal q	3.37
Talud	0.5
Pendiente So	0.02

Elaboración: A.A. CONSORCIO DEL VALLE
MATERIALES Y MÉTODOS

Análisis de escala del modelo

De acuerdo con los criterios de similitud, para que exista semejanza entre prototipo y modelo en el caso de flujos a superficie libre y turbulentos, donde la fuerza de gravedad

es dominante (canales y ríos), el modelo debe diseñarse según la ley de semejanza o criterio de Froude (Vergara Sánchez, 1993).

La tabla 2 muestra la comparación de las posibles escalas geométricas para las dimensiones más relevantes del modelo, mientras que la tabla 3 muestra las relaciones de semejanza dinámica, de las cuales se destacan las de gasto o caudal y rugosidad, ya que definieron la selección de la escala final del modelo.

Es así, que se escogió la escala 1:30, como la más conveniente en términos técnicos y económicos, además de encontrarse dentro del rango de escalas recomendadas para modelos de aliviaderos, $20 < Le < 70$ (Vergara Sánchez, 1993), cumpliendo con el criterio de trabajo en régimen turbulento ($Re > 10^3$) que representa que los efectos de tensión superficial y la viscosidad del fluido sean despreciables en el modelo.

Tabla 2 Consideraciones de escalas

Le	Qm	Ancho mín.	Tirante máx.	Tirante mín.
Esc.	(m³/seg)	(m)	(m)	(m)
10	0.2669	0.440	0.270	0.050
20	0.0472	0.220	0.135	0.025
25	0.0270	0.176	0.108	0.020
30	0.0171	0.147	0.09	0.017
35	0.0116	0.126	0.077	0.014
50	0.0048	0.088	0.054	0.010

Asimismo, con la escala de longitud seleccionada $Le = 1:30$, se establecieron las demás escalas de semejanza dinámica de relevancia (Tabla 3).

Tabla 3 Relaciones del modelo.

Característica	Escala de semejanza	Escala
Longitud	L_e	30
Área	$A_e = L_e^2$	553.1
Gasto	$Q_e = L_e^{5/2}$	4936.3
Rugosidad	$n = L_e^{1/6}$	1.8

Por otro lado para las condiciones de gasto máximo del prototipo $Q_p = 84.41 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_m = 0.0171 \text{ m}^3/\text{s}$, se establecieron algunas relaciones de interés, como la rugosidad que implicó el uso de un material de revestimiento del modelo liso como el PVC ($n = 0.010$).

Tabla 4 Relaciones- prototipo vs. Modelo.

	Prototipo	Modelo
Ancho mínimo del vertedor (m)	4.40	0.15
Long. Del aliviadero (m)	244.00	8.13
Tirante máximo (m)	2.70	0.09
Gasto (m^3/seg)	84.41	0.0171
Rugosidad	0.018	0.010

Construcción del modelo físico

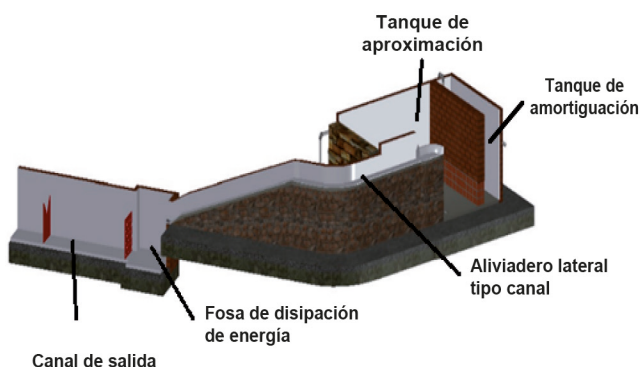
La construcción del modelo físico fue realizada en los predios de la Facultad de Ingeniería Civil en el campus universitario Karapunku en una superficie aproximada de 50 m^2 con los siguientes componentes: un tanque de amortiguación de abastecimiento de agua por bombeo del sistema re-circulatorio, un tanque de aproximación que simula al embalse, el aliviadero lateral tipo canal, la fosa de disipación de energía para el salto de ski a la salida del salto del aliviadero y un canal de salida al cárcamo de bombeo (Fig. 2 y Fig. 3).

Los materiales utilizados y el proceso constructivo más relevante fueron:

- Fundación: Empedrado y contrapiso de hormigón ciclópeo ($e = 15 \text{ cm}$) y piso de

carpeta de hormigón simple (espesor = 10 cm).

- Tanque de amortiguación: Conformado por tres filas de ladrillo de 6 huecos y la cortina de ladrillo de 18 huecos.
- Tanque de aproximación: Fabricado con muros de ladrillo de 18 huecos, revestida al interior con mortero de cemento e impermeabilizante y pintura impermeable para piscinas.
- Aliviadero lateral tipo canal con vertedero de ingreso tipo perfil creager y alineamiento curvo, conformado con la ayuda de formaletas de trupan, ladrillo de 18 huecos y hormigón ciclópeo; con doble revestimiento interior, el primero con mortero de cemento e impermeabilizante y el segundo con masilla plástica fina y pintura de poliuretano con el fin de alcanzar la rugosidad de semejanza.
- Fosa de disipación de energía y canal de salida, conformados con muros de ladrillo de 18 huecos, revestida al interior con mortero de cemento e impermeabilizante y pintura impermeable para piscinas.
- Cárcamo de bombeo y sistema de bombeo para recirculación, conformado por dos bombas centrifugas ICH 300/6A de 3HP, con un sistema de succión e impulsión de tuberías de PVC de 3" y 2" esquema 40 con accesorios de PVC E40 y cobre.



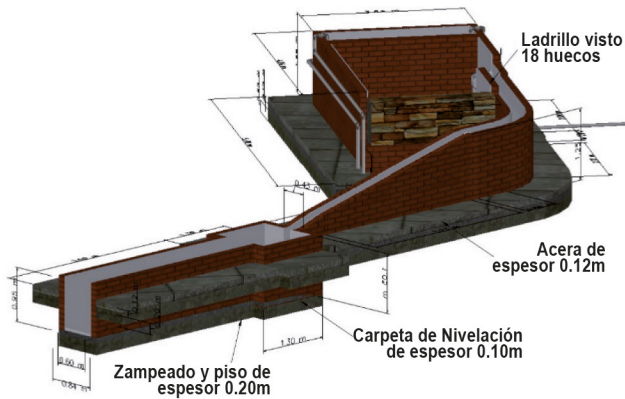


Figura 2 Vista 3D del modelo físico del aliviadero escala 1:30 y sus componentes



Figura 3 Modelo físico del aliviadero escala 1:30 construido

Construcción del modelo numérico

Para la construcción del modelo numérico tridimensional se utilizó la herramienta de dinámica de fluidos computacional (DFC), FLOW 3D, utilizándose el método de volumen finito (MVF) para resolver ecuaciones de conservación de masa, continuidad y momento. Se eligieron dos fases (un fluido) con flujo superficial libre y condiciones de estado estacionario de masa total, energía media cinética y turbulenta y disipación de turbulencia media.

Los pasos que se siguieron para la modelación numérica fueron: i) Preparación de los sólidos tridimensionales del modelo con la herramienta AutoCAD y exportación en formato STL, ii) Importación del archivo STL al FLOW 3D y , iii) Mallado del dominio computacional incorporando el concepto del FAVOR (Fig. 4 y

Fig. 5), iv) Definición de las características de flujo, condiciones iniciales y de frontera (Fig. 6 y Fig. 7).

Todo el modelo numérico fue estructurado con trece bloques de mallado (Fig. 6), donde la condición de frontera simetría para la conexión entre bloques fue utilizada. Al inicio del aliviadero y al final se establecieron las condiciones de ingreso y salida (Fig. 6). El número de celdas fue de aproximadamente 4 950 000, para el tamaño elegido de 1 cm.

Se seleccionaron 10 secciones de control (Fig.8), donde se establecieron probetas para la visualización y seguimiento de los resultados de las simulaciones (tirantes y velocidades). Asimismo, se realizaron 4 simulaciones de 25 segundos para distintos caudales, los mismos que fueron previamente ensayados en el modelo físico con el fin de obtener comparaciones y poder calibrar el modelo numérico en base a las mediciones de tirantes y velocidad.



Figura 4 Mallado del bloque inicial (ingreso al aliviadero) del modelo numérico

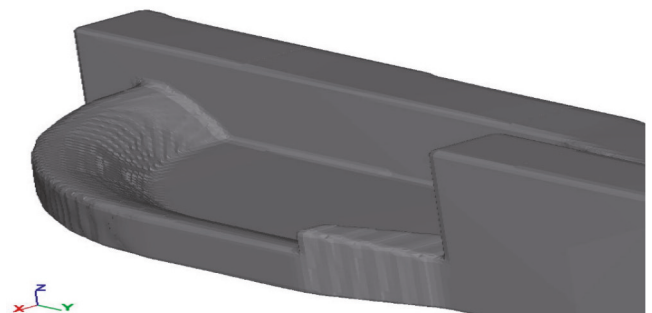


Figura 5 Bloque inicial (ingreso del aliviadero) para el mallado después de aplicar el FAVOR

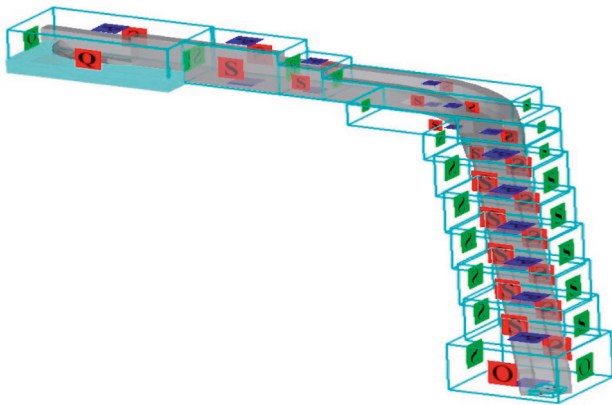


Figura 6 Geometría y condiciones de contorno en el modelo numérico - FLOW 3D

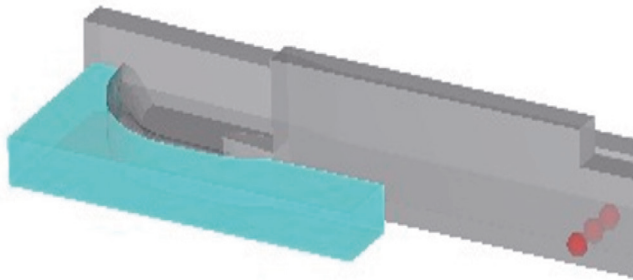


Figura 7 Asignación de caudal como condición de entrada en el modelo numérico y ubicación de probetas (puntos rojos a la derecha)

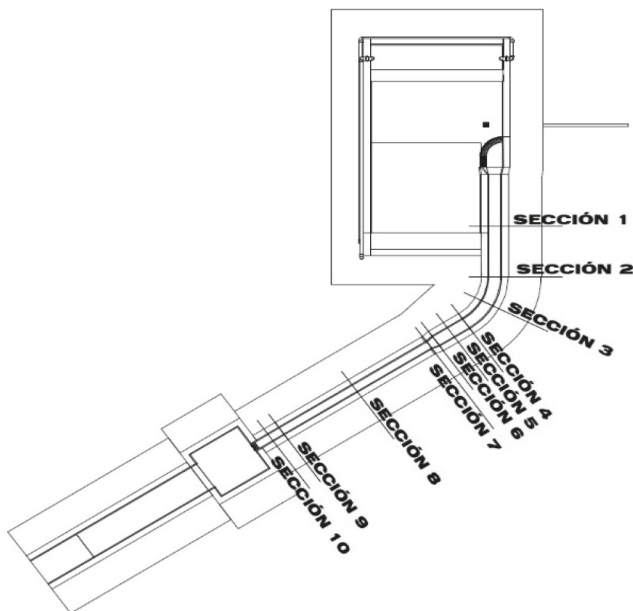


Figura 8 Secciones de control en el modelo físico y numérico

Medición de parámetros hidráulicos en el modelo físico.

La medición de los parámetros hidráulicos en el modelo físico consistió en la obtención del caudal para lo cual se utilizaron medidores de flujo ultrasónico que fueron emplazados en las tuberías de alimentación de modelo (Fig. 9).

También se verificó las mediciones anteriores, con la medición volumétrica del caudal y un vertedero triangular emplazado en el canal de salida. El caudal máximo de ensayo fue de aproximadamente 11 l/s y el caudal con fines de calibración y comparación fue de 3 l/s.

Para la medición de los tirantes se instalaron una cintas graduadas a lo largo del aliviadero en cada una de la secciones de control (Fig. 10), asimismo se usaron limnímetros para realizar verificaciones y controles en puntos específicos del modelo. Finalmente las velocidades fueron obtenidas con la ayuda de un molinete electromagnético en la mayoría de las secciones de control (Fig. 11).



Figura 9 Medidores ultrasónico de flujo TUF-2000P TM



Figura 10 Cintas métricas instaladas para medición de tirantes



Figura 11 Medición de la velocidad con molinete

RESULTADOS MODELACIÓN FÍSICA Y NUMÉRICA

Como se estableció previamente, el caudal ensayado para comparación de los parámetros hidráulicos entre el modelo físico y numérico fue de 3 l/s; precisamente los valores de tirantes medidos en el modelo físico se muestran en la tabla 5, se debe hacer notar que el tirante máximo fue de 4.4 cm (secciones 2 a 5) y el tirante mínimo fue de 1 cm (secciones 9 y 10),

Tabla 5 Tirantes medidos en el modelo físico para un $Q = 3$ l/s

Sección	Distancia (m)	Elevación (m)	Tirante (m)
1	0+01.91	1.0477	0.035
2	0+02.91	1.0544	0.044
3	0+03.44	1.0534	0.044
4	0+03.97	1.0524	0.044
5	0+04.15	1.0518	0.044
6	0+04.33	1.0501	0.043
7	0+04.39	1.0407	0.034
8	0+05.28	0.6261	0.015
9	0+06.18	0.2255	0.010
10	0+06.30	0.1650	0.010

Los resultados de la simulación en el modelo numérico para un caudal de 3 l/s se muestran en la tabla 6, donde se puede evidenciar que el

tirante máximo fue de 3.8 cm (sección 5) y el mínimo fue de 1 cm (sección 10).

Las diferencias existentes entre los valores de tirantes medidos en el modelo físico y los simulados en el modelo numérico, se debieron a dos razones; la primera al corto tiempo de simulación (solo 25 segundos) a consecuencia del gran gasto computacional que implica, y la segunda al ajuste de ciertos parámetros del modelo numérico como la rugosidad, si bien se asignó un valor característico del PVC, éste puede variar de acuerdo al rango reportado en diferentes manuales de hidráulica.

Tabla 6 Resultados de tirantes en el modelo numérico.

Sección	Distancia (m)	Elevación (m)	Tirante (m)
1	0+01.91	1.0415	0.0288
2	0+02.91	1.0385	0.0281
3	0+03.44	1.0455	0.0361
4	0+03.97	1.0453	0.0369
5	0+04.15	1.0457	0.0379
6	0+04.33	1.0447	0.0376
7	0+04.39	1.0338	0.0271
8	0+05.28	0.6211	0.0100
9	0+06.18	0.2275	0.0120
10	0+06.30	0.1650	0.0100

El tiempo de simulación de 25 segundos, mostro estabilidad y convergencia en el modelo numérico, sin embargo se evidenció que los parámetros hidráulicos de velocidad y tirante aún requieren un mayor tiempo de simulación para que no presenten variaciones en la convergencia (Fig. 12 y Fig. 13). La variación de la velocidad como era de esperarse, presenta valores mínimos al ingreso incrementándose a lo largo del aliviadero, suscitándose las máximas antes del salto de ski (aproximadamente de 2 m/s, Fig. 13).

Por otro lado, se calculó el porcentaje de error que existe entre los datos medidos del modelo físico y simulados por el modelo numérico. Los

parámetros utilizados para la comparación fueron: tirantes de agua y velocidad, en ambos casos los errores fueron menores al 5%.

Los patrones que reflejan los perfiles hidráulicos a lo largo del aliviadero lateral en el modelo físico y en el modelo numérico (Fig. 14) presentan unos coeficientes de correlación cercanos a la unidad ($R=0.92$), esto permite afirmar que el comportamiento del flujo tanto en el modelo numérico como en el modelo físico es similar (Fig. 14 y tablas 5 y 6).

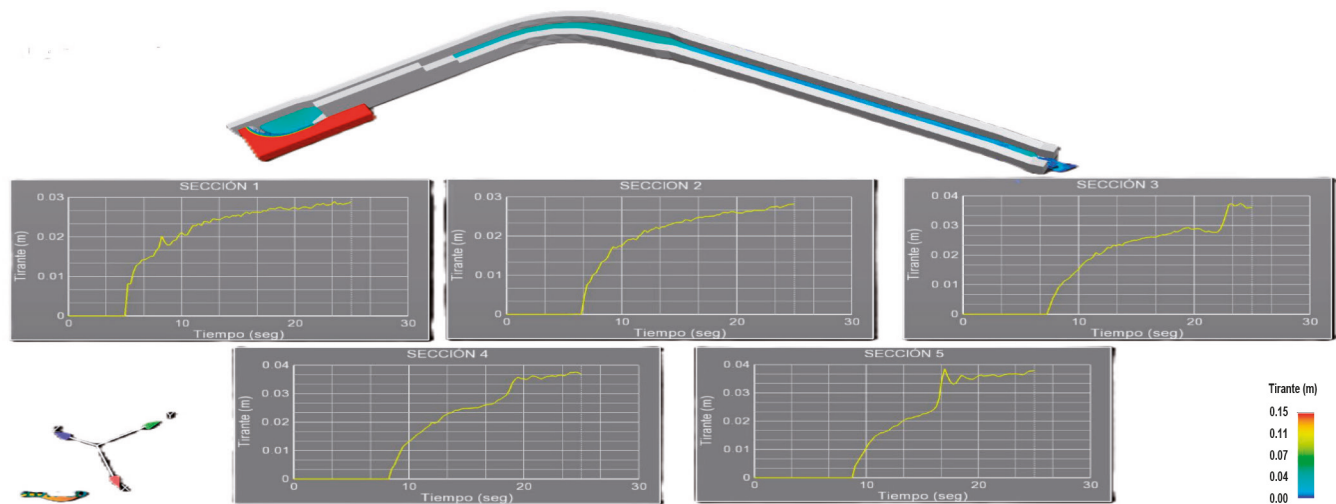


Figura 12 Variación de tirantes para una simulación de 25 s

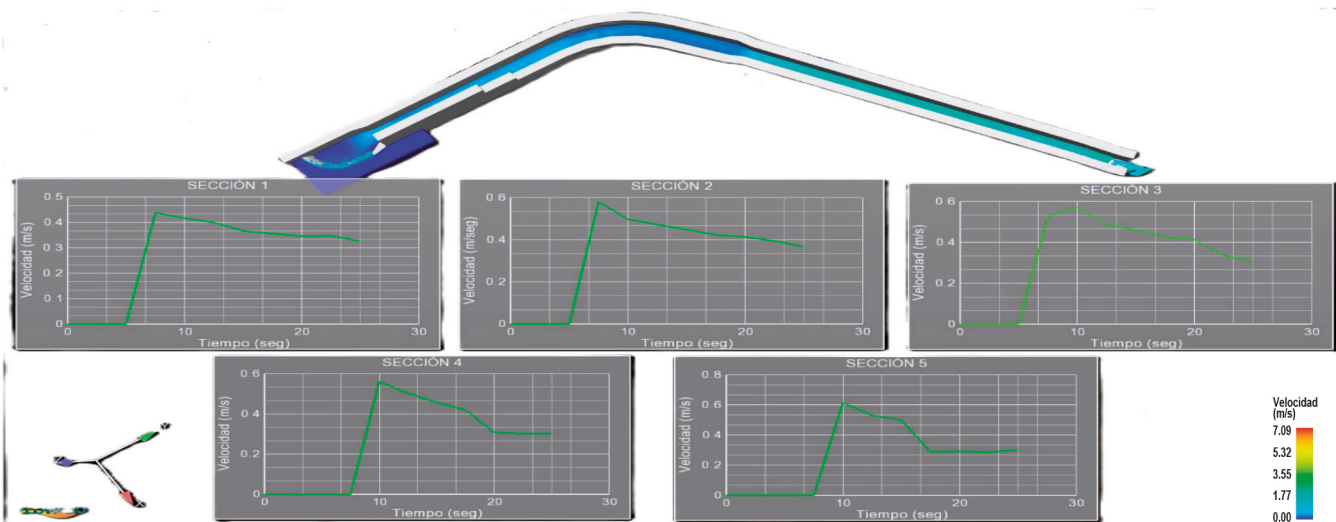
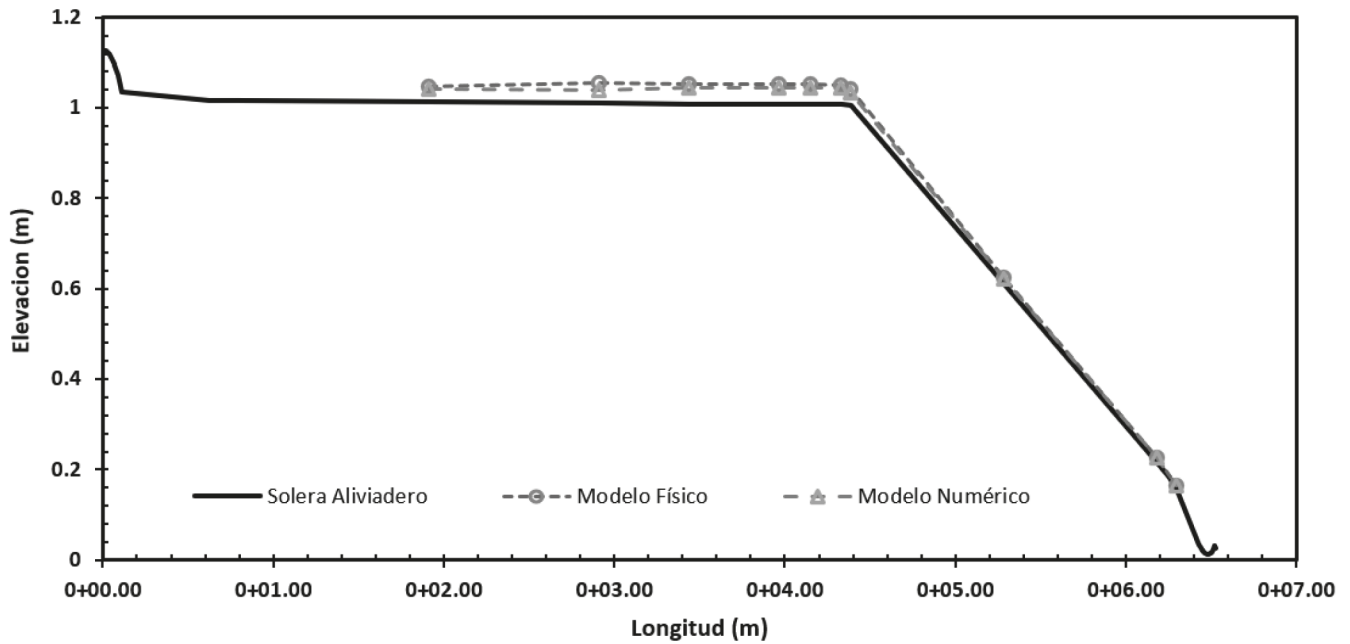


Figura 13 Variación de velocidades para una simulación de 25 s



CONCLUSIONES

La modelación física empleando el criterio de similitud de Froude y sus respectivas escalas de semejanza, reproducen de buena manera el comportamiento hidráulico de aliviadero y validan el uso de la metodología constructiva empleada en el revestimiento de las paredes para alcanzar una rugosidad lisa ($n = 0.010$). Dicha validación se respalda en las mediciones realizadas y la simulación numérica tridimensional.

La modelación híbrida, que implica el uso de la modelación numérica tridimensional y la modelación física, ha demostrado ser muy eficiente no solo para describir el comportamiento hidráulico del aliviadero de la presa Valles de Tarabuco, sino también para realizar ajustes en el diseño del modelo físico y construcción del modelo numérico y sus simulaciones. Esto implica que ambos modelos, son complementarios y mejoran la precisión del estudio y análisis hidráulico que se produce en este tipo de estructuras.

La similitud entre los perfiles hidráulicos del modelo físico (medidos) y del modelo numérico (simulados), presentan una buena correlación con un porcentaje de error menor al 5%; lo cual

permite afirmar que ambos modelos cumplen con la semejanza hidráulica y validan algunos factores empleados en la construcción de cada uno de ellos.

Si bien, no se analizó algunas particularidades del flujo en el aliviadero, la modelación híbrida permitió evidenciar algunos fenómenos locales que podrían afectar a la estructura a escala real (prototipo), por lo que algunos estudios específicos se deben realizar para emitir las recomendaciones respectivas.

El gasto computacional en las simulaciones tridimensionales para este tipo de estructuras, aún implica una limitante para desarrollar mayores implicaciones del comportamiento hidráulico.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ahmed S.S. and Aziz Y.W. (2018) *Numerical Modeling of Flow in Side Channel Spillway Using ANSYS-CFX*. Y / ZJPAS: 30(s1): s83-s93
- Al-Qadami E. H. H., Abdurrahman A.S., Z. Mustaffa Z., Yusof K. W., Malek M.A., Ghani A.A. (2019). *Numerical modelling of flow characteristics*

over sharp crested triangular hump. Results in Engineering 4, 100052.

Balairón Pérez, L., López, D., Morán, R., Ramos, T., & Toledo, M. Á. (2014). Advances in the design of dam engineering in applied research through physical and numerical modeling. Ingeniería del agua, 18(1), 53. <https://doi.org/10.4995/ia.2014.3143>.

Chen Q, Dai G, Liu H. (2002). Volume of fluid model for turbulence numerical simulation of stepped spillway overflow. J Hydraul Eng. 128:683–688.

Dargahi B. (2006). Experimental study and 3D numerical simulations for a free-overflow spillway. J Hydraul Eng ASCE. 132:899–907.

Dehdar-behbahani S., Parsaie, A. (2016). Numerical modeling of flow pattern in dam spillway's guide wall. Case study: Balaroud dam, Iran. Alexandria Engineering Journal 55, 467–473.

Gadhe V.P., and Patnaik, S.R. (2022). "Physical and Numerical Model Studies of Hirakud Dam Additional Spillway -A Case Study" Proceedings

of the 9th IAHR International Symposium on Hydraulic Structures – 9th ISHS, 24-27 October 2022, IIT Roorkee, Roorkee, India. Palermo, Ahmad, Crookston, and Erpicum Editors. Utah State University, Logan, Utah, USA.

Gandomi M.A., Babarsad M.S., Poormohammadi M.H., Kharrazi H.G., Derikvand E. (2022). Simulation of Ogee Spillway by FLOW3D Software (Case Study: Shahid Abbaspour Dam). J. Hydraul. Struct., 8(3):88-107.

Mao Y, Chao W, Yunliang C, Qin Z. (2006). Case study of an S-shaped spillway using physical and numerical models. J Hydraul Eng. 132:892–898.

Savage BM, Johnson MC. (2001). Flow over ogee spillway: physical and numerical model case study. J Hydraul Eng. 127:640–649.

Subramanya, K. (2009) Flow In Open Channels. 3rd Edition, Tata Mc Grow-Hill, New Delhi, 344-351.

Vergara M.A. (1993). Técnicas de modelación en hidráulica. Editorial Alfaomega, México D.F.